

LEVANTAMENTO DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE VIAS DE COMUNICAÇÃO. O CASO DE TIMOR-LESTE

FRANCISCO GUTERRES ORNAI XIMENES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientadora: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Dedicatória

Aos meus Pais, A minha Esposa e os meus filhos

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho teve o contributo de várias pessoas, às quais não poderia deixar de prestar o meu sincero agradecimento:

Em primeiro lugar, agradeço ao Professor Doutor António Silva Cardoso como Diretor do Departamento Engenharia Civil e ao Professor Doutor António Topa Gomes como Diretor da Secção de Geotecnia. Agradeço ao Professor Doutor António Topa Gomes por ter aceite o tema da minha dissertação e ser o coorientador da mesma.

Um agradecimento especial à Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira, por ser a orientadora desta dissertação e minha tutora durante um ano, e ainda pela amizade e disponibilidade demonstrada dia-a-dia e ensinamentos transmitidos, salientando que os seus conhecimentos foram fundamentais para a elaboração deste trabalho e para futuros desenvolvimentos.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, como diretor do Laboratório de Geotecnia, pelo seus ensinamentos e disponibilidade no acompanhamento do trabalho laboratorial.

Ao Professor Doutor Abel Henriques como Diretor do Curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pela sua disponibilidade, ajuda e apoio nos problemas que surgiram durante estes dois anos e meio de aprendizagem.

Ao Professor Doutor Manuel Matos Fernandes, como Diretor do Departamento de Engenharia Civil na data de início do curso, pela ajuda e disponibilidade, e ainda pelos ensinamentos transmitidos.

À Professora Doutora Sara Rios da Rocha e Silva, pela sua ajuda nos ensaios de granulometria por raios laser e fornecimento das respetivas normas.

A todos os Professores de Secção de Geotecnia, agradeço o apoio e permanente ensinamento durante o período de trabalho.

À Eng. Daniela Coelho, à Eng. Cláudia Pinto e ao Senhor Armando Pinto, técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, pela disponibilidade na ajuda, assim com paciência, no acompanhamento da realização de todos os ensaios laboratoriais.

Ao meu grande amigo e colega José Cândido Freitas, agradeço a amizade e disponibilidade na discussão de vários assuntos técnicos.

Ao pessoal do gabinete de administração do Departamento de Engenharia Civil, agradeço a amizade e apoio ao longo deste dois anos e meio.

Ao pessoal de Serviços Académicas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ao Professor Dr. Miguel, Diretor da Cooperação Internacional, assim como à sua equipa, agradeço a amizade e apoio.

Aos meus pais, irmãos e familiares, pela dedicação ao longo destes anos bem como o enorme apoio durante esta jornada.

Ao professor Dr. Aurélio Guterres da Universidade Nacional Timor Lorosa'e (UNTL) pela bolsa atribuída através do Ministério da Educação de Timor-Leste, o que tornou possível a minha vinda para a Universidade do Porto durante o período de estudos.

Ao Professor Gabriel António de Sá, agradeço a sua disponibilidade e ajuda.

À minha esposa, Francisca Antónia de Fátima Oliveira, pelo incentivo, compreensão e encorajamento, durante todo este período.

Aos meus amigos, Alfredo, Humbelina, Marcelo, Teresa e Joaquim, pelo apoio e entusiasmo partilhado em conjunto.

RESUMO

O presente trabalho foca-se nos problemas geotécnicos associados à construção de vias de comunicação. Dentro deste tema, o estudo será centrado no caso de Timor-Leste, onde se reconhece a importância de problemas como movimentos de massa ou deslizamento de taludes e aterros em estradas no período de chuva, começando-se por descrever os fatores e as causas que lhe são inerentes. As principais etapas do trabalho são: levantamento de dados existente, elaboração de base cartográfica e mapas; levantamentos de campo; identificação das áreas mais afetados ou críticos através de base cartografia; realização de ensaios laboratoriais. Para este trabalho, foram recolhidas e ensaiadas amostras de argilas de dois localizações distintas de Timor, com vista à caracterização geológica e geotécnica e estudo de possíveis aplicações destes solos argilosos em geotecnia. Para tal, foram utilizadas diversas técnicas de caracterização física de solos como a análise granulométrica, através de sedimentação, peneiração e difração de laser, densidade das partículas sólidas e limites de Atterberg. A caracterização mecânica dos solos foi efetuada através de ensaios edométricos e de corte direto. Os resultados obtidos nestas etapas do estudo permitiram a identificação das causas e dos mecanismos dos processos de instabilização de taludes e aterros em estradas no período de chuva. Por fim, com os parâmetros e resultados do ensaio como peso volúmico (γ) e ângulo de atrito (ϕ') dos dois solos distintos, foi utilizado o Programa SLIDE para estudar a variação do fator de segurança (F_s) do talude nos dois locais, para os casos de corte ou escavação do terreno para 2, 4, 6, 8 e 10 metros de altura dos taludes.

PALAVRAS-CHAVE: Problema geotécnicos, vias de comunicação, construção, taludes, o caso de timor-leste

ABSTRACT

This dissertation focuses on the geotechnical problems associated with road construction. Within this topic, the study is centred on the case of Timor-Leste, where the importance of the issues such as soil mass movements or slope sliding in roads during the rainy season is recognised, and it is initiated by describing the factors and inherent causes. The main stages of the work are: collection of existing data, preparation of cartographic database and maps; field surveys; identification of the most affected or critical areas through base cartography; laboratory tests. For this study two samples of two distinct locations clays were collected and tested for the geological and geotechnical characterization and for the study of possible applications of these clayey soils in geotechnics. Several soil physical characterization techniques were used, such as particle size analysis by sieving and laser diffraction, density of the solid particles and Atterberg limits. The mechanical characterisation was made through direct shear and oedometer tests. The results obtained in these stages of the study allowed the identification of the causes and mechanisms of destabilization processes of slopes and embankments on roads in the rainy season. Finally, with the parameters of the test results such as unit weight (γ) and friction angle (ϕ') the SLIDE program was used to control the safety factor (F_s) of the slope of the two locations, for the cases of cuts or excavations with 2, 4, 6, 8 and 10 meters of slope height.

KEYWORDS: Geotechnical problem, roads, construction, embankments, Timor-Leste

ÍNDICE GERAL

| | |
|--------------------------------------|------|
| AGRADECIMENTOS | I |
| RESUMO | III |
| ABSTRACT | V |
| ÍNDICE GERAL | VII |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | XI |
| ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS) | XV |
| ÍNDICE DE ANEXO | XVII |
| ÍNDICE DE SÍMBOLOS..... | XIX |

1 INTRODUÇÃO 1

| | |
|---|---|
| 1.1. TIMOR-LESTE: DESCRIÇÃO GERAL | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO..... | 2 |
| 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO | 2 |

2 PROBLEMAS GEOTÉCNICOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE VIAS DE COMUNICAÇÃO 5

| | |
|--|----|
| 2.1. INTRODUÇÃO | 5 |
| 2.2. CONDIÇÕES CLIMÁTICAS | 5 |
| 2.3. TALUDES..... | 6 |
| 2.3.1. TIPO DE TALUDES | 6 |
| 2.3.2. TIPOS E CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS | 7 |
| 2.3.3. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES | 11 |
| 2.4. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE | 11 |
| 2.4.1. ABORDAGEM CLÁSSICA: FATOR DE SEGURANÇA..... | 11 |
| 2.4.2. ABORDAGEM DO EUROCÓDIGO 7 | 14 |
| 2.5. SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO | 16 |
| 2.5.1. DRENAGEM..... | 16 |
| 2.5.1.1Drenagem Superficial | 16 |
| 2.5.1.2Drenagem Profunda | 17 |
| 2.5.1.3Drenagem do Pavimento | 17 |
| 2.5.2. ESTRUTURA DE SUPORTE DE TERRA..... | 17 |
| 2.6. O CASO DE TIMOR-LESTE | 17 |
| 2.6.1. INTRODUÇÃO | 17 |
| 2.6.2. GEOGRAFIA DE TIMOR-LESTE | 18 |
| 2.6.3. PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA | 19 |
| 2.6.4. CONDIÇÃO CLIMÁTICA DO LOCAL..... | 19 |

| | |
|--|----|
| 2.6.5. VEGETAÇÃO | 20 |
| 2.6.6. SOLOS PREDOMINANTES EM TIMOR..... | 20 |
| 2.6.7. EROSÃO | 22 |
| 2.6.8. EROSÃO DO SOLO | 23 |
| 2.6.9. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDO | 24 |
| 2.6.10. FORMAÇÃO E GEOLOGIA DO TERRITÓRIO DE TIMOR | 24 |

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL..... 27

| | |
|--|-----------|
| 3.1. NOTA INTRODUTÓRIA | 27 |
| 3.2. TRABALHO DE CAMPO..... | 27 |
| 3.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO | 28 |
| 3.3.1. IMPORTÂNCIA DA CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ATRAVÉS DE ENSAIOS..... | 28 |
| 3.3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA | 29 |
| 3.3.3. OBJETIVO DESTES PLANOS DE ENSAIOS | 30 |
| 3.4. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | 30 |
| 3.4.1. PREPARAÇÃO DA AMOSTRA PARA A ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | 31 |
| 3.4.2. GRANULOMETRIA POR PENEIRAÇÃO | 31 |
| 3.4.3. GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO | 33 |
| 3.4.3.4 Processo de cálculo da sedimentação | 34 |
| 3.4.4. GRANULOMETRIA POR DIFRAÇÃO DOS RAIOS LASER | 35 |
| 3.5. LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU DE ATTERBERG..... | 36 |
| 3.5.1. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ..... | 36 |
| 3.5.1.1 Método da Concha de Casagrande..... | 36 |
| 3.5.1.2 Método da Queda de Cone (Fall-Cone Test)..... | 38 |
| 3.5.2. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE | 38 |
| 3.5.3. ÍNDICES DE LIQUIDEZ, DE CONSISTÊNCIA E DE PLASTICIDADE | 39 |
| 3.6. ATIVIDADE DAS ARGILAS | 40 |
| 3.7. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS (Gs)..... | 41 |
| 3.8. ENSAIO EDOMÉTRICO | 42 |
| 3.8.1. PASSOS DO ENSAIO | 42 |
| 3.8.2. REGISTO DAS LEITURAS DOS ENSAIOS..... | 44 |
| 3.8.3. MÉTODO DE CASAGRANDE | 45 |
| 3.8.4. MÉTODO DE TAYLOR..... | 46 |
| 3.8.5. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO PELA CONSTRUÇÃO EMPÍRICA DE CASAGRANDE | 48 |
| 3.8.6. DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO..... | 49 |
| 3.9. ENSAIO DE CORTE DIRETO..... | 50 |
| 3.9.1. ESTIMATIVA DA VELOCIDADE DE CORTE (RATE OF DISPLACEMENT) | 52 |

| | |
|---|-----------|
| 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS | 53 |
| 4.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA..... | 53 |
| 4.1.1. ENSAIOS GRANULOMÉTRICOS | 53 |
| 4.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO SOLO PELA DIFRAÇÃO DOS RAIOS LASER..... | 56 |
| 4.1.3. DETERMINAÇÃO DO PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS | 58 |
| 4.1.4. DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE ATTERBERG..... | 59 |
| 4.1.4.1 Resultados dos Limites de Consistência: Amostra de Dili | 59 |
| 4.1.4.2 Resultados dos Limites de Consistência: Amostra de Ossu..... | 62 |
| 4.2. ENSAIO EDOMÉTRICO | 64 |
| 4.2.1. RESULTADOS DO ENSAIO..... | 65 |
| 4.2.1.1 Resultado do ensaio: amostra de Dili | 65 |
| 4.2.1.2 Resultado do ensaio: amostra de Ossu | 66 |
| 4.2.2. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO (σ'_p) AMOSTRA DE DILI | 67 |
| 4.2.3. DETERMINAÇÃO TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO (σ'_p) AMOSTRA DE OSSU | 69 |
| 4.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO | 70 |
| 4.3.1. ENSAIO DA AMOSTRA DE DILI | 70 |
| 4.3.2. ENSAIO DA AMOSTRA DE OSSU | 72 |
| 4.3.2.1 Estimativa da velocidade de corte (Rate of displacement) | 72 |
| 5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE RODOVIÁRIO CORRENTE | 77 |
| 5.1. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO TALUDE ANALISADO..... | 77 |
| 5.2. DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES | 77 |
| 5.3. RESULTADOS | 78 |
| 5.3.1. AMOSTRA DE DILI..... | 78 |
| 5.3.2. AMOSTRA DE OSSU..... | 80 |
| 5.4. COMENTÁRIOS | 83 |
| 6 CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS..... | 85 |
| 6.1. CONCLUSÕES..... | 85 |
| 6.2. TRABALHOS FUTUROS | 86 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 87 |
| ANEXOS | 1 |
| A. GRANULOMETRIA..... | 1 |
| B. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS | 4 |

| | |
|--|-----------|
| C. ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA | 7 |
| D. ENSAIO EDOMÉTRICO..... | 9 |
| E. DRENAGEM | 32 |
| F. CORTE DIRETO..... | 33 |
| G. FATOR DE SEGURANÇA COM PROGRAMA SLIDE..... | 35 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2-1– Ilustração de talude (Andréa Sell Dyminski,asdymi@ufp) CORRIGIR REF..... | 7 |
| Figura 2-2 – Deslizamentos de taludes naturais, Timor-Leste (2007) | 7 |
| Figura 2-3 - Padrões de inclinação para taludes, estabelecidas empiricamente, como referência. (Marangon, 1995) | 8 |
| Figura 2-4 - Alguns indícios e sinais que evidenciam a ocorrência de deslizamento (Marangon, 2008) | 10 |
| Figura 2-5 – Esquemas ilustradas dos movimentos de um talude | 11 |
| Figura 2-6– Ilustração de um escorregamento superfície circular (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998). | 12 |
| Figura 2-7 – Escorregamento em cunha ou bloco (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998). | 14 |
| Figura 2-8 – Esquema explicativo das Metodologias Europeia e Americana..... | 15 |
| Figura 2-9 – Exemplo de estruturas em que o efeito das ações depende dos parâmetros de resistência do solo..... | 15 |
| Figura 2-10 – Fotografia mostrando sistema de drenagem superficial num talude natural. | 16 |
| Figura 2-11 – Drenagem do Pavimento (DNIT, 2006)..... | 17 |
| Figura 2-12 – Áreas de recolha de amostras para caracterização laboratorial em Timor Leste..... | 18 |
| Figura 2-13 – Localização da ilha de Timor: a) Planta geral; b) detalhe (UN, 2004)..... | 19 |
| Figura 2-14 - Temperatura máxima e mínima e pluviosidade das áreas onde foram recolhidas as amostras (National rainfall map with graphs Timor-Leste 2012) referência a DILI e OSSU/Viqueque..... | 20 |
| Figura 2-15 - Exemplo de vertissolos..... | 21 |
| Figura 2-16 – Mapa dos tipos de solos encontrados em Timor-Leste..... | 22 |
| Figura 2-17 – Florestas queimados (Ermera, Timor-Leste) | 23 |
| Figura 2-18 – Exemplo de erosão de um talude (Loidahar, distrito de Liquiça, Timor-Leste,2015) | 24 |
| Figura 2-19 - Carta geológica simplificada de Timor Leste (adaptada de Audley Charles, 1968). | 25 |
| Figura 3-1 – Mapa de localização de Ossu, incluindo identificação das categorias de deslizamento . | 28 |
| Figura 3-2 – Mapa de localização de Dili | 28 |
| Figura 3-3 – Ensaio de análise granulométrica..... | 32 |
| Figura 3-4 – Curva granulométrica..... | 33 |
| Figura 3-5 – Esquema do aparelho de laser para avaliação da granulometria (Sousa Coutinho,1988) | 36 |
| Figura 3-6 – Aparelho de Casagrande com riscadores e espátula..... | 37 |
| Figura 3-7 - Equipamento para determinar o limite de liquidez: a) Concha de Casagrande; b) Fall-cone test (Matos Fernandes, 2012) | 37 |
| Figura 3-8- Diagrama do Limite de liquidez com concha de Casagrande | 37 |
| Figura 3-9 - Diagrama do Limite de Liquidez com <i>Fall-cone test</i> | 38 |
| Figura 3-10- Ensaio do Limite de Plasticidade..... | 39 |
| Figura 3-11 – Carta de plasticidade | 39 |
| Figura 3-12 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953) .. | 40 |
| Figura 3-13 - Três fases do solo com os respetivos pesos e volumes | 41 |
| Figura 3-14– Equipamento do ensaio edométrico | 43 |

| | |
|--|----|
| Figura 3-15 - Curva altura da amostra, em função da raiz quadrada do tempo, e escala logarítmica por | 45 |
| Figura 3-16 – Curvas de determinação de C_v pelo método de Casagrande | 46 |
| Figura 3-17 - Curva altura da amostra, em função da raiz quadrada do tempo, para o cálculo do coeficiente de consolidação pelo método de Taylor..... | 47 |
| Figura 3-18– Construção de Casagrande para a avaliação da tensão de pré-consolidação (σ'_p)..... | 48 |
| Figura 3-19 – Reconstituição das curvas de compressibilidade segundo Schmertmann. | 49 |
| Figura 3-20- Esquema de um aparelho de corte direto (Matos Fernandes, 2012)..... | 51 |
| Figura 3-21– Determinação do ângulo de atrito e coesão do solo | 51 |
| Figura 4-1 - Preparação de antifloculante para misturar com a amostra | 54 |
| Figura 4-2 – Preparação da amostra para ensaio de granulometria | 54 |
| Figura 4-3 – Ensaio granulometria por sedimentação | 55 |
| Figura 4-4 – Ensaio granulometria por peneiração..... | 55 |
| Figura 4-5 – Curvas granulométricas obtidas por peneiração e sedimentação: amostras de Dili e Ossu | 56 |
| Figura 4-6 – Ensaio de granulometria por laser, para as amostras de Dili e de Ossu | 57 |
| Figura 4-7 – Ajuste da curva granulométrica aos resultados dos dois ensaios: amostra de Dili | 57 |
| Figura 4-8 – Ajuste da curva granulométrica aos resultado dos dois ensaios: amostra de Ossu | 58 |
| Figura 4-9 – Preparação da amostra para determinação do peso volúmico das partículas | 59 |
| Figura 4-10 – Determinação do peso volúmico | 59 |
| Figura 4-11 – Ensaio limite de liquidez amostra de Dili | 60 |
| Figura 4-12 – Gráfico do limite de liquidez amostra de Dili | 60 |
| Figura 4-13 – Carta de plasticidade de Casagrande para amostra de Dili | 61 |
| Figura 4-14 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)... | 62 |
| Figura 4-15 – Gráfico limite de liquidez amostra de Ossu | 63 |
| Figura 4-16 – Carta de plasticidade de Casagrande: argila de Ossu | 63 |
| Figura 4-17 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953) .. | 64 |
| Figura 4-18 – Aparelho edométrico com amostra, neste caso a amostra de Dili | 65 |
| Figura 4-19 – Curva resultado do ensaio: amostra de Dili..... | 66 |
| Figura 4-20 – Curva de Compressibilidade amostra de Dili | 68 |
| Figura 4-21 – curva resultado do ensaio amostra de Ossu | 67 |
| Figura 4-22 – Curva de compressibilidade amostra de Ossu | 69 |
| Figura 4-23 – Aparelho do Ensaio corte direto Amostra de Dili | 70 |
| Figura 4-24 – Ensaio corte direto, amostra de Dili..... | 71 |
| Figura 4-25 – Curva resultado do ensaio amostra de Dili..... | 71 |
| Figura 4-26 – Gráfico do angulo de atrito (ϕ'), amostra de Dili..... | 71 |
| Figura 4-27 – ensaio corte direto amostra de Ossu | 72 |
| Figura 4-28 – Curva de resultado do ensaio amostra de Ossu 1 | 73 |
| Figura 4-29 - Gráfico do angulo de atrito (ϕ'), amostra de Ossu 1 | 74 |
| Figura 4-30 - Final do ensaio corte direto, amostra de Ossu 1 | 74 |

| | |
|--|----|
| Figura 4-31 - Curva de resultado do ensaio amostra de Ossu 2 | 74 |
| Figura 4-32 - Gráfico do angulo de atrito (ϕ'), amostra de Ossu 2 | 75 |
| Figura 5-1 - Inclinação de Talude 32.1° | 78 |
| Figura 5-2 – Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica..... | 79 |
| Figura 5-3 - Inclinação de Talude 21.5° | 80 |
| Figura 5-4 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica..... | 80 |
| Figura 5-5 - Inclinação de Talude 21.7° | 81 |
| Figura 5-6 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica..... | 81 |
| Figura 5-7 Inclinação do talude 11.1°..... | 82 |
| Figura 5-8 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica..... | 82 |

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

| | |
|--|----|
| Quadro 2-1– Fatores naturais atuantes no processo de formação de um talude (Marangon, 2008)..... | 6 |
| Quadro 2-2- Escala de velocidade para classificação dos deslocamentos de terra (Curden e Varnes, 1996) | 9 |
| Quadro 2-3 – Estabilidade relativa de taludes em função do F_s | 13 |
| Quadro 2-4 - Área de tipos do solos predominantes em Timor-Leste (Garcia e Cardoso, 1978) | 23 |
| Quadro 3-1– Principais documentos normativos referentes ao ensaios de caracterização física dos solos | 29 |
| Quadro 3-2 - Diâmetro nominal e massa mínima aproximada da fração retida | 31 |
| Quadro 3-3 – Abertura dos peneiros da série ASTM..... | 32 |
| Quadro 3-4 - Classificação de solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2012). | 40 |
| Quadro 3-5 - Classificação dos solos enquanto à plasticidade (adaptado de Sousa, 2011) | 40 |
| Quadro 3-6 – Classificação das argilas quanto à atividade (Matos Fernandes, 2012) | 41 |
| Quadro 3-7 - Valores sugeridos como guia geral de trabalho | 43 |
| Quadro 3-8 – Escalão de cargas..... | 43 |
| Quadro 3-9 – Intervalos de tempo para registo das leituras dos assentamentos | 44 |
| Quadro 3-10 - Deslocamento típico para a resistência ao corte do pico na caixa de corte de 60 mm | 52 |
| Quadro 4-1 – Quadro-resumo das características físicas e de identificação dos dois solos | 64 |
| Quadro 5-1 - Características dos dois solos | 77 |
| Quadro 5-2 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Dili | 78 |
| Quadro 5-3 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Dili | 80 |
| Quadro 5-4 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Ossu | 81 |
| Quadro 5-5 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Ossu | 82 |

ÍNDICE DE ANEXO

| | |
|--|----|
| QUAD.A 1- Resultado análise granulometria por sedimentação e peneiramento amostra de Dili | 1 |
| QUAD.A 2 - Resultado análise granulometria por sedimentação e peneiramento amostra de OSSU ... | 2 |
| QUAD.A 3 - Calibragem do picnómetro para amostra de Dili..... | 3 |
| QUAD.A 4 - Determinação da densidade das partículas da amostra de Dili..... | 3 |
| QUAD.A 5 - Calibragem do picnómetro para amostra de Ossu | 3 |
| QUAD.A 6 – Determinação da densidade das partículas do amostra de Ossu | 3 |
| QUAD.B 1 - Característica dos solos que encontradas em Timor..... | 4 |
| FIG.B 1 - Carta dos Solos de Timor | 6 |
| QUAD.C 1- resultado do fall-cone test amostra de Dili..... | 7 |
| QUAD.C 2 - resultado dos ensaio da concha de Casa grande amostra de Dili | 8 |
| QUAD.C 3 - Resultado do limite de plasticidade amostra de Dili | 8 |
| QUAD.C 4 - Resultado do ensaio do limite de liquidez do amostra de Ossu | 8 |
| QUAD.C 5 - Determinação do limite de plasticidade amostra de Ossu..... | 8 |
| FIG.C 1– Penetrações queda de cone para amostra de Dili | 7 |
| QUAD.D 1- Recapitulação resultado dos ensaios Edométrico amostra de Dili..... | 9 |
| QUAD.D 2– Recapitulação resultado do ensaio Edométrico amostra de Dili | 10 |
| QUAD.D 3 - Cargas de utilização para o ensaio..... | 11 |
| QUAD.D 4 - Fator tempo em função da percentagem de recalque por consolidação pela teoria Terzaghi..... | 11 |
| QUAD.D 5 – Recapitulação resultado do ensaio com t90, amostra de Ossu | 21 |
| QUAD.D 6 – Recapitulação resultado do ensaio com t100, amostra de Ossu | 22 |
| FIG.D 1 – Curva do ensaio do 1º escalão (12 kPa) | 12 |
| FIG.D 2 – Curva do ensaio do 1º escalão (25 kPa) | 13 |
| FIG.D 3 – Curva do ensaio do 3ª escalão (50 kPa) | 14 |
| FIG.D 4– Curva do ensaio do 4ª escalão (100 kPa) | 15 |
| FIG.D 5 – Curva do ensaio do 5º escalão (200 kPa) | 16 |
| FIG.D 6 – Curva do ensaio do 6ª escalão (400 kPa) | 17 |
| FIG.D 7 – Curva do ensaio do 7ª escalão (800 kPa) | 18 |
| FIG.D 8 – Curva do ensaio do 8º escalão (1600 kPa) | 19 |
| FIG.D 9 – Curva do ensaio do 9ª escalão (3200 kPa) | 20 |
| FIG.D 10 – Curva do ensaio do 1º escalão (12 kPa) | 23 |

| | |
|---|----|
| FIG.D 11 – Curva do ensaio do 2º escalão (25 kPa) | 24 |
| FIG.D 12 – Curva do ensaio do 3ª escalão (50 kPa) | 25 |
| FIG.D 13 – Curva do ensaio do 4ª escalão (100 kPa) | 26 |
| FIG.D 14 – Curva do ensaio do 5º escalão (200 kPa) | 27 |
| FIG.D 15 – Curva do ensaio do 6º escalão (800 kPa) | 28 |
| FIG.D 16 – Curva do ensaio do 7º escalão (1600 kPa) | 29 |
| FIG.D 17 – Curva do ensaio do 8º escalão (3200 kPa) | 30 |
| FIG.D 18 – Curva do ensaio do 9º escalão (6400 kPa) | 31 |
| | |
| FIG.E 1 – Drenagem profunda | 32 |
| | |
| QUAD.F 1 - Dados inicio do ensaio Corte direto, amostra de Dili | 33 |
| QUAD.F 2 – Teor em água inicio do ensaio Corte direto, amostra de Dili | 33 |
| QUAD.F 3 - Teor em água final do ensaio Corte direto, amostra de Dili | 33 |
| QUAD.F 4 - Dados inicio do ensaio Corte direto, amostra de Ossu | 33 |
| QUAD.F 5 - Teor em água inicio do ensaio Corte direto, amostra de Ossu | 34 |
| QUAD.F 6 - Teor em água final do ensaio Corte direto, amostra de Ossu | 34 |
| QUAD.F 7 - Velocidade de corte para cada escalão | 34 |
| | |
| FIG.G 1- Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Dili com coesão 5 kPa | 35 |
| FIG.G 2 - Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Dili sem coesão | 36 |
| FIG.G 3 - Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Ossu com coesão 5 kPa | 38 |
| FIG.G 4 – Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Ossu sem coesão | 38 |

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

| | | | |
|------------|---|--------------|---|
| At | Atividade das argilas | h | Altura de queda |
| a_v | Coefficiente de compressibilidade | h | Distância/carga hidráulica |
| ASTM | American Society for Testing and Materials | H | Maior distância que uma partícula de água terá de percorrer |
| c_α | Coefficiente de consolidação secundária | H_0 | Altura inicial |
| C_c | Coefficiente de curvatura | ΔH | Assentamento |
| Cc | Índice de compressibilidade | Δh_i | Assentamento inicial |
| C_u | Coefficiente de uniformidade | m_v | Coefficiente de compressibilidade volumétrica |
| Ce | Índice de expansibilidade | k | Coefficiente de permeabilidade vertical |
| cm | Centímetro | kPa | Kilo Pascal |
| c_v | Coefficiente de consolidação | kN | Kilo Newton |
| C_M | correção do menisco | L_s | leitura direta feita na parte superior do menisco |
| C_A | correção do anti floculante | | |
| C_T | correção da temperatura | | |
| d_0 | Ponto correspondente a 0% da consolidação | LL | Limite de liquidez |
| d_{50} | Ponto correspondente a 50% da consolidação | LP | Limite de plasticidade |
| d_{90} | Ponto correspondente a 90% da consolidação | LR | Limite de retração |
| d_{100} | Ponto correspondente a 100% da consolidação | LNEC | Laboratório Nacional de Engenharia Civil NP Norma Portuguesa |
| D_{10} | Diâmetro equivalente | Mg | Magnésio |
| D_{30} | Diâmetro equivalente | M_R | Momentos das forças resistentes em relação ao centro de uma superfície potencial de deslizamento ou a outro qualquer ponto em torno do qual se pode desenvolver um estudo limite. |
| D_{60} | Diâmetro equivalente | M_S | Momentos das forças desfavoráveis em relação ao centro de uma superfície potencial de deslizamento ou a outro qualquer ponto em torno do qual se pode desenvolver um estudo limite. |
| e | Índice de vazios | | |
| e_0 | Índice de vazios inicial | | |
| Fd | | | |
| g | Aceleração da gravidade | | |
| Gs | Peso específico dos grãos | | |
| gr | Gramma | | |

| | | | |
|------------------|---|------------------|---------------------------------|
| m | Metro | v | Velocidade |
| mm | Milímetro | V_0 | Volume inicial do provete |
| n | Número de camadas | V_v | Volume de vazios |
| N | Número de pancadas por camada | V_s | Volume de partículas sólidas |
| NC | Do inglês – “normalmente consolidado” | V | Volume do molde |
| NNW | . Nor-noroeste | ΔV | Variação do volume do provete |
| N' | Força | ΔV_v | Variação do volume de vazios |
| OCR | “grau de sob reconsolidação” | w | Teor em água |
| OC | Do inglês – “sobre consolidado” | w _{opt} | Teor em água ótimo |
| P | Peso do pilão | W _w | Limite de liquidez |
| R _d | Capacidade resistente | W _L | Limite de plasticidade |
| S _d | Forças instabilizador | z | Cota do Diâmetro das partículas |
| S | Secção do provete | Z | Profundidade adimensionalizada |
| s | Segundos | IP | Índice de plasticidade |
| SW | Sudoeste | μm | Mícron milímetro |
| SSE | . Su-sudeste | γ_d | Peso volúmico seco |
| t | Tempo | γ_w | Peso volúmico da água |
| T _v | Fator tempo | γ_d | Peso volúmico aparente seco |
| t ₅₀ | Tempo correspondente a 50% da consolidação | γ_t | Peso volúmico total |
| t ₉₀ | Tempo correspondente a 90% da consolidação | σ | Tensão normal |
| t ₁₀₀ | Tempo correspondente a 100% da consolidação | σ' | Tensão efetiva |
| UZ | Grau de consolidação | σ'_o | Tensão efetiva inicial |
| u | Pressão intersticial | σ'_p | Tensão de pré-consolidação |
| ue | Excesso de pressão intersticial | Δe | Variação do índice de vazios |
| ui | Pressão intersticial inicial | Δn | Variação da porosidade |
| | | $\Delta \sigma'$ | Variação da tensão efetiva |
| | | η | Viscosidade |

1

INTRODUÇÃO

1.1. TIMOR-LESTE: DESCRIÇÃO GERAL

Timor-Leste (em tétum: Timor Lorosa'e, oficialmente República Democrática Timór-Leste) no dia 20 de maio de 2002, é um dos países mais jovens do mundo, e ocupa a parte oriental da ilha de Timor, no Sudeste Asiático, além do enclave de Oecússe, na costa norte da parte ocidental de Timor, da ilha de Ataúro, a norte, e do ilhéu de Jaco, ao largo da ponta leste da ilha.

As únicas fronteiras terrestres que o país tem ligam-no à Indonésia, a oeste da porção principal do território, e a leste, sul e oeste de Oecússe, tendo também fronteira marítima com a Austrália, no Mar de Timor, a sul. Sua capital é Díli, situada na costa norte do País. A língua mais falada em Timor-Leste era o Indonésio no tempo da ocupação indonésia, sendo hoje o tétum (mais falado na capital). O tétum e o Português formam as duas línguas oficiais do país, enquanto o indonésio e a língua inglesa são considerados línguas de trabalho pela atual constituição de Timor-Leste.

Geograficamente, o país enquadra-se no chamado sudeste asiático, enquanto do ponto de vista biológico aproxima-se mais das ilhas vizinhas da Melanésia, o que o colocaria na Oceânia e, por conseguinte, faria dele uma nação transcontinental. Timor-Leste foi colonizado pelo Império Português no século XVI e era conhecido como Timor Português até a descolonização do país. No final de 1975, Timor-Leste declarou a sua independência, mas no final daquele ano foi invadido e ocupado pela Indonésia e foi anexado como a 27ª província do país no ano seguinte.

Em 1999, após um ato de autodeterminação patrocinado pelas Nações Unidas, o governo indonésio deixou o controle do território e Timor-Leste tornou-se o primeiro novo Estado soberano do século XXI, em 20 de maio de 2002. Após a independência, o país tornou-se membro das Nações Unidas e da Comunidade dos Países de Língua Portuguesa. Em 2011, o Timor-Leste anunciou a intenção de participar da Associação de Nações do Sudeste Asiático através da apresentação de uma carta de candidatura para se tornar o décimo primeiro membro do grupo.

É um dos dois únicos países predominantemente Cristãos no sudeste da Ásia, sendo o outro as Filipinas. Como um país novo, Timor-Leste ainda tem muitos problemas relacionados com a caracterização geológico-geotécnico em todo o território, principalmente deslizamentos em estradas, taludes e aterros rodoviários durante o período chuvoso.

As rodovias exercem considerável influência no desenvolvimento económico e social de um país, e neste caso de Timor-Leste em particular. As principais artérias do país estão localizadas ao longo da costa norte. As estradas na costa sul estão na sua maioria em mau estado e o pavimento é formado por cascalho misturado com argila ou detritos, exigindo veículos 4WD na estação chuvosa. Boas estradas seladas são encontradas dentro e nas imediações dos centros urbanos. A rede rodoviária tinha um

comprimento total de 1.400 km, quando pesquisados em 2000 pelo *Economic and Social Commission for Asian and the Pacific*. Cerca de um terço a metade das estradas precisam de manutenção para evitar os deslizamentos.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo deste trabalho é contribuir para o entendimento, a classificação e identificação dos solos de Timor e para a prevenção de instabilidade de taludes e aterros rodoviários em qualquer tipo de solos, para o caso de Timor. As vias rodoviárias exercem considerável influência no desenvolvimento de um país. Com esta dissertação pretende-se ter uma ideia do tipo de taludes estáveis para alguns solos em Timor Leste, minimizando a inabilitação e instabilidade de taludes e aterros rodoviários. No futuro, a elaboração de mapas com sistemas de informação geográfica, baseados na investigação de superfície, em ensaios laboratoriais de caracterização geológico-geotécnico permitirão identificar e explicar porque é que as vias rodoviárias em quase todos os territórios de Timor-Leste sofrem com muita frequência desmoronamentos ou deslizamentos que afetam e dificultam as atividades do país e os passageiros no tempo chuvoso.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho encontra-se constituído por 6 capítulos, onde cada capítulo contém conteúdos específicos, a saber:

No **Capítulo 1** é feita uma introdução sobre a condição de Timor-Leste atual, os objetivos do trabalho e a estrutura do trabalho da dissertação.

O **Capítulo 2** descreve teoricamente o tema da dissertação, nomeadamente: os problemas geotécnicos associados à construção de vias de comunicação, as condições climáticas do local; a estabilidade de taludes em estradas; o tipo de taludes; as causas de estabilidade de taludes; os escorregamentos devido à inclinação dos taludes; os escorregamentos por percolação de água; os escorregamentos em aterros; os escorregamentos em massas de coluviões; a queda e rolamento de blocos; o tipo e causas de escorregamentos; o fator de segurança em taludes; a importância da drenagem, como drenagem de superfície, drenagem profunda e drenagem no pavimento; e os solos para aterro. É ainda feita uma descrição da caracterização da Área de Estudo ou área mais afetada por deslizamentos no tempo chuvoso, incluindo aspetos como a geografia de Timor; precipitação e temperatura; clima do local; vegetação, solos predominantes em Timor; erosão do solo em Timor; e ainda uma curta abordagem à característica geológico-geotécnico e uma explicação breve sobre as formações geológicas de Timor.

No **Capítulo 3** descreve-se e explica-se o programa experimental deste trabalho, abordando aspetos como o trabalho de campo; os ensaios laboratoriais e seus objetivos; os tipos de ensaio realizados, como ensaio granulométrico; ensaios de determinação dos limites de consistência/Atterberg como o limite de liquidez, pelo método de concha de Casagrande e método de queda (fall-cone test), e o limite de plasticidade; a densidade das partículas sólidas; e ainda os ensaios de caracterização mecânica, designadamente o ensaio edométrico e o ensaio de corte direto.

No **Capítulo 4** apresentam-se os resultados e a análise dos ensaios laboratoriais como explicado no capítulo anterior.

No **Capítulo 5** é feita uma aplicação prática da caracterização geotécnica dos dois solos representativos de Timor, através da análise de estabilidade de um talude rodoviário corrente, para diferentes condições geométricas, de modo a fornecer uma primeira abordagem expedita à inclinação máxima dos taludes.

No **Capítulo 6** apresentam-se as principais Conclusões, Recomendações e sugestões para trabalhos futuros.

2

PROBLEMAS GEOTÉCNICOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE VIAS DE COMUNICAÇÃO

2.1. INTRODUÇÃO

O solo é um sistema dinâmico permanentemente sujeito a mudanças sendo as escavações e os aterros os mais comuns. A construção de vias de comunicação atuais exige traçados que permitem uma mais fácil circulação de veículos de um local a outro local, levando à existência de taludes de grande declive e dimensão, ou conduzindo muitas vezes ao atravessamento de zonas consideradas geotecnicamente instáveis. No caso de Timor, em tempo de chuva, são frequentes os problemas de deslizamentos de taludes em estradas, quer de aterro quer de escavação.

Uma das fases mais críticas da construção de vias de comunicação está relacionada com a exposição do solo a condições climáticas e geológicas, após a realização de escavações e aterros. Este tipo de intervenção, para além de originar alterações profundas ao nível dos solos, uma vez que levam à destruição da vegetação e da estrutura física do solo, e de alterarem profundamente todo o relevo da área e da paisagem, eliminam as condições favoráveis para a regeneração da cobertura vegetal e da paisagem. Isto acontece porque, em situação de grande declive de encostas, é fácil acontecer erosão, movimentos de terras ou deslizamentos.

Para evitar esta situação, é preciso fazer-se uma investigação profunda dos solos das áreas onde ocorrem riscos ou problemas geotécnicos, através de recurso a ensaios em laboratório de geotecnia, para caracterizar os solos antes de utilização num projeto ou numa obra.

2.2. CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

As condições climáticas têm um papel fundamental no desencadear e no início da ocorrência de movimentos ou deslizamento de terras. O mais importante é, sem dúvida, a chuva. A precipitação deve ser considerada não só na sua intensidade pluviométrica, mas também na quantidade de chuva que chega ao solo e na sua acumulação durante um certo período de tempo. Se a velocidade de percolação é baixa, a duração da chuva assume uma importância preponderante para o desencadeamento do movimento. Pelo contrário, em solos caracterizados por elevada condutividade hidráulica, a função desempenhada pela intensidade das chuvas torna-se de extrema importância (Campbell, 1975, in: Panizza, 1996). O papel da água resulta principalmente do aumento da pressão controlada pela porosidade do solo e da variação do nível do lençol freático. Estes ciclos de alterações, causadas pela água, determinam o enfraquecimento da coesão dos materiais que compõem a vertente. Chuvas intensas e concentradas num curto intervalo temporal serão particularmente críticas no desencadeamento de movimentos especialmente limitados, tais como os fluxos de detritos, deslizamentos de solo e fluxos de lama,

enquanto as precipitações prolongadas podem dar origem aos fenómenos complexos de movimentos de vertente (Panizza, 1996).

2.3. TALUDES

Os maciços sob o aspecto genético podem ser agrupados em duas categorias: naturais e artificiais. Estes frequentemente exibem uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais e, por isso, adequam-se melhor à teoria desenvolvida para as análises de estabilidade. Dois outros aspetos elucidativos deste ponto merecem atenção: o primeiro refere-se ao fato de os taludes naturais possuírem uma estrutura particular que só é conhecida através de um criterioso programa de prospeção; o segundo está associado à vida geológica do maciço natural, intimamente ligada ao histórico de tensões sofrido por ele – erosão, tectonismo, intemperismo. São vários os fatores naturais que atuam isolada ou conjuntamente durante o processo de formação de um talude natural e que respondem pela estrutura característica destes maciços. Estes fatores podem ser agrupados em duas categorias, conforme o quadro que se segue:

Quadro 2-1– Fatores naturais atuantes no processo de formação de um talude (Marangon, 2008)

| Fatores Geológicos | Fatores Ambientais |
|--------------------|--------------------|
| Litologia | Clima |
| Estruturação | Topografia |
| Geomorfologia | Vegetação |

Os fatores geológicos são responsáveis pela constituição química, organização e modelação do relevo terrestre; à ação deles soma-se a dos fatores ambientais.

A litologia define os constituintes dos diversos tipos de rocha e a estrutura dos maciços – através dos processos tectónicos, tais como dobras, falhas, etc.

A geomorfologia, tratando da tendência evolutiva do relevo, produz uma morfologia final que pode ser alterada pelos fatores climáticos, principalmente pela ação erosiva influenciada pelo clima, topografia e vegetação.

As paisagens naturais são dinâmicas, alterando-se continuamente ao longo do tempo sob a ação destes fatores.

Ao lado destas ações naturais podem surgir as ações humanas que alteram a geometria das paisagens e atua sobre os fatores ambientais, mudando ou destruindo a vegetação, alterando as formas topográficas e, às vezes, mesmo o clima; em razão disto, estes maciços diferem bastante dos aterros artificiais cujo controlo na “colocação das terras” permite conhecê-los infinitamente melhor.

2.3.1. TIPO DE TALUDES

Um talude é uma superfície de terreno exposta que faz um dado ângulo β com a horizontal como mostra na Figura 2.1. Pode definir-se como o plano inclinado (declive, rampa) que delimita uma superfície terrosa ou rochosa. Os taludes podem agrupar-se nos seguintes grupos:

- Talude naturais;

- Talude de escavação;
- Talude de aterro.

Podemos identificar no talude cinco elementos distintos como está ilustrado na Figura 2-1: crista ou topo, talude, superfície de ruptura, massa escorregada e pé.

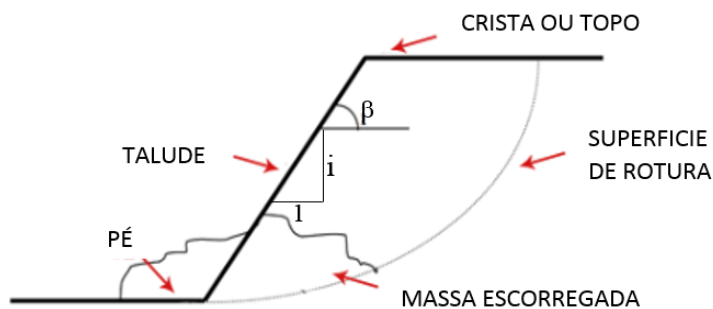


Figura 2-1— Ilustração de talude (Dyminski, 2007)

Pode haver fenómenos de instabilidade associados a deslocação do solo para a base ou pé do talude (ravinamentos, derrocadas, deslizamentos de terras, etc.). Na Figura 2-2 mostram-se dois exemplos de deslizamentos de taludes naturais em Timor-Leste.



Figura 2-2 – Deslizamentos de taludes naturais, Timor-Leste (2007)

2.3.2. TIPOS E CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS

Os tipos de escorregamentos de um talude podem ser classificados quanto às suas condições naturais, perturbação e drenagem do mesmo. De seguida são descritos alguns tipos de escorregamentos:

a) Escorregamentos devido à inclinação

Estes escorregamentos ocorrem sempre que a inclinação do talude excede aquela imposta pela resistência ao corte do maciço, e nas condições de presença de água. Na Figura 2-3 são apresentadas

inclinações frequentemente usadas na prática da Engenharia, porém, para um grande número de casos de taludes, não se obtém a sua estabilidade com estas inclinações, sendo necessária a realização de uma análise de estabilidade como será visto nesta unidade.

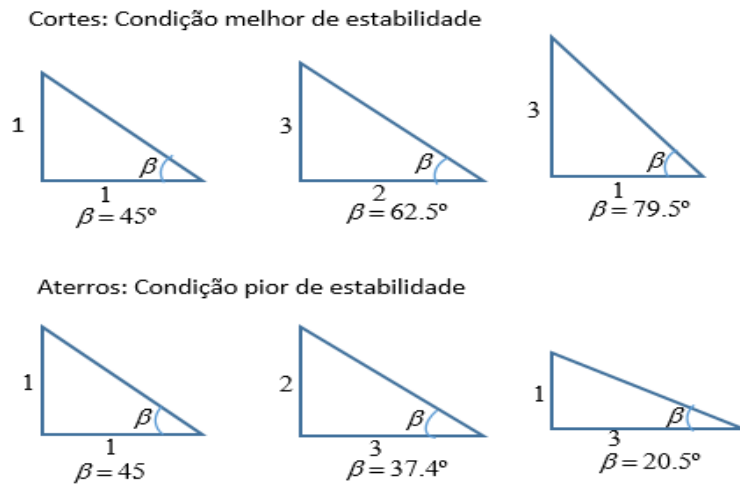


Figura 2-3 - Padrões de inclinação para taludes, estabelecidas empiricamente, como referência. (Marangon, 1995)

b) Escorregamentos por percolação de água

Os escorregamentos, devidos à percolação de água são ocorrências que se registram durante períodos de chuva quando há subida do nível do lençol freático ou, apenas, por saturação das camadas superficiais de solo. Quando os taludes intercetam o lençol freático, a manifestação, eventual, da erosão interna pode contribuir para a sua instabilização.

c) Escorregamentos em aterro

O projeto de um aterro implica a consideração das características do material com o qual vai ser construído, como também das condições de sua fundação. Quando construídos sobre rochas resistentes, os aterros se mostram, em geral, estáveis por longo tempo. No caso de aterros sobre solos moles, como argila marinha ou argila orgânica, o seu projeto e construção devem obedecer a técnicas adequadas, de modo a impedir que ocorram assentamentos exagerados, deixando as vias com ondulações e provocando rompimentos ou deslizamentos de canaletas, bueiros e galerias (Almeida, 1996)

Nos aterros bem projetados e construídos sobre solos resistentes, somente a má execução do maciço poderá acarretar problemas. Escorregamentos Figura 2.4 podem ocorrer nas laterais do aterro, devido à má compactação, mas, geralmente, de pequenas proporções. O material solto tende a escorregar e, se não houver tratamento, poderá evoluir por erosão.

d) Escorregamento em massas coluviais

Massas coluviais constituem corpos em condições de estabilidade tão precárias que pequenos cortes, e mesmo pequenos aterros, são suficientes para aumentar os movimentos de rastejo, cujas velocidades são ainda mais aceleradas, quando saturados, na época das chuvas.

e) Queda e rolamento de bloco.

A queda e rolamento de blocos é frequente em cortes em rocha, onde a fracturação do maciço é desfavorável à estabilidade; em taludes com matacões, por descalçamento; em taludes com camadas sedimentares de diferentes resistências à erosão e à desagregação superficial. Em qualquer situação, a

consequência pode ser a obstrução da rodovia, parcial ou totalmente. A Figura 2-5 ilustra os vários tipos de os deslizamentos em solos e em rocha.

O movimento dos maciços de terras depende, principalmente, da sua resistência interna ao “escorregamento” (Terzaghi – 1925). Os escorregamentos de taludes são causados por uma redução da resistência do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um acréscimo das solicitações externas aplicadas ao maciço.

Os movimentos de terra são separados em três categorias consoante a velocidade com que ocorrem. Podem distinguir-se: os desmoronamentos, os escorregamentos e os rastejos. Varnes (1958) estabeleceu uma classificação destes movimentos baseada na velocidade de ocorrência, como mostra o Quadro 2-2.

Quadro 2-2- Escala de velocidade para classificação dos deslocamentos de terra (Curden e Varnes, 1996)

| Classe Velocidade | Descrição | Velocidade (mm/s) |
|-------------------|--------------------|--------------------|
| 7 | Extrema Rápido | 5×10^3 |
| 6 | Muito Rápido | 5×10^1 |
| 5 | Rápido | 5×10^{-1} |
| 4 | Moderado | 5×10^{-3} |
| 3 | Lento | 5×10^{-5} |
| 2 | Muito Lento | 5×10^{-7} |
| 1 | Extremamente Lento | |

Os desmoronamentos são movimentos rápidos, resultantes da ação da gravidade sobre a massa de solo que se destaca do restante do maciço e rola talude abaixo. Há um afastamento evidente da massa que se desloca em relação à parte fixa do maciço.

Os escorregamentos procedem da separação de uma cunha de solo que se movimenta em relação ao resto do maciço, segundo uma superfície bem definida. O movimento é ainda rápido, mas não há uma separação efetiva dos corpos.

O comportamento do solo no rastejo contínuo pode ser comparado ao de um corpo viscoso; o escorregamento, ao de um corpo plástico.

Os rastejos ou fluimentos são movimentos bastante lentos que ocorrem nas camadas superiores do maciço, diferem dos escorregamentos, pois neles não existe uma linha que separa de forma nítida a porção que se desloca e a parte remanescente, estável, do maciço. Terzaghi (1950) divide ainda os rastejos em duas categorias: contínuos e sazonais. Estes ocorrem numa camada superficial de pequena espessura onde o solo sofre as influências das variações frequentes da humidade e temperatura. Os

contínuos atingem profundidades maiores e diferem dos escorregamentos pela baixa velocidade de deslocamento e por não apresentarem uma superfície de deslizamento claramente definida.

O comportamento do solo no rastejo contínuo pode ser comparado ao de um corpo viscoso; o escorregamento, ao de um corpo plástico.

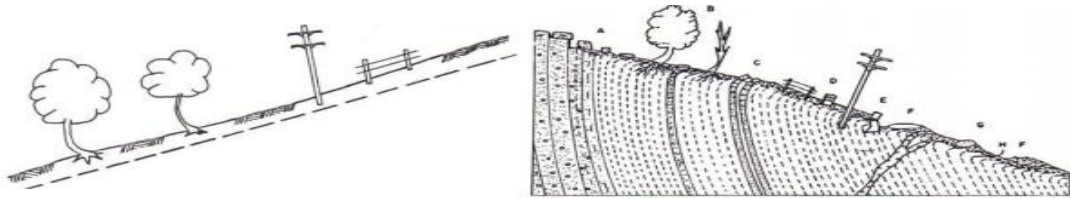


Figura 2-4 - Alguns indícios e sinais que evidenciam a ocorrência de deslizamento (Marangon, 2008)

As causas dos escorregamentos enumeradas por Terzaghi são colocadas em três níveis:

a) causas externas: são devidas a ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. Esta alteração resulta num acréscimo das tensões de corte que igual a ou supera a resistência intrínseca do solo, e leva o maciço à condição de rotura. As causas mais comuns são:

- Aumento da inclinação do talude;
- Deposição de material ao longo da crista do talude;
- Efeitos sísmicos.

b) causas internas: são aquelas que atuam reduzindo a resistência ao corte do solo constituinte do talude, sem ferir o seu aspeto geométrico visível, podendo ser:

- Aumento da pressão na água intersticial;
- Decréscimo da coesão.

c) causas híbridas: são as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas:

- Liquefação;
- Erosão interna;
- Rebaixamento do nível freático.

Nas figuras seguintes apresentam-se ilustrações ou tipos do movimento de um taludo natural.

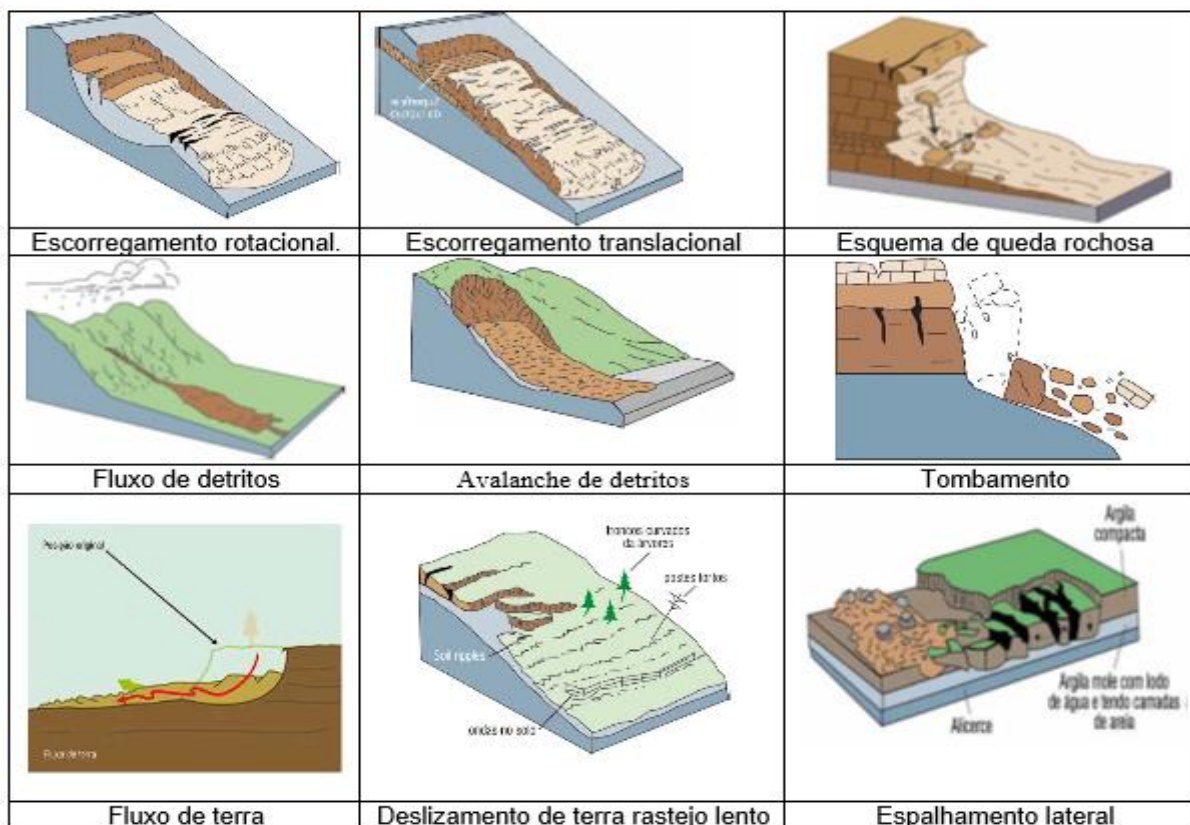


Figura 2-5 – Esquemas ilustradas dos movimentos de um talude
(adaptado de Highland e Bobrowsky, 2000)

2.3.3. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Os principais aspetos para que o processo de estabilização ocorra é a ordenação racional das fases de trabalho e o correto cumprimento das mesmas. Este aspeto é importante pelo fato de haver obras que ainda hoje são executadas sem as fases de estudos de investigações, conceção e otimização de um dado projeto.

Para o caso de Timor-Leste, na prática não há fases de estudo de investigação, detalhadas, para o processo de estabilização de taludes.

2.4. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE

2.4.1. ABORDAGEM CLÁSSICA: FATOR DE SEGURANÇA

O fator de segurança (FS) entende-se como o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao corte disponível do solo para garantir o equilíbrio do corpo deslizante (Ver equação 2.1 e Figura 2.6, sobre o cálculo do fator de segurança). Há três situações típicas para a análise da estabilidade e estabilização de taludes:

- A. Escorregamento superfície circular
- B. Talude infinito
- C. Blocos ou cunhas deslizamento

Escorregamento superfície circular

Um movimento de caráter rotacional segundo um eixo imaginário, ao longo de uma superfície encurvada de rotura, sendo comum uma série de deslizamentos combinados e sucessivos citado por (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

A figura a seguir ilustra um esquema para ocorrência de escorregamentos circulares, podendo-se notar a forma arredondada do local movimentado e o degrau de abatimento formado acima da massa deslizada (modificado de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998; organizada por Fábio Reis).

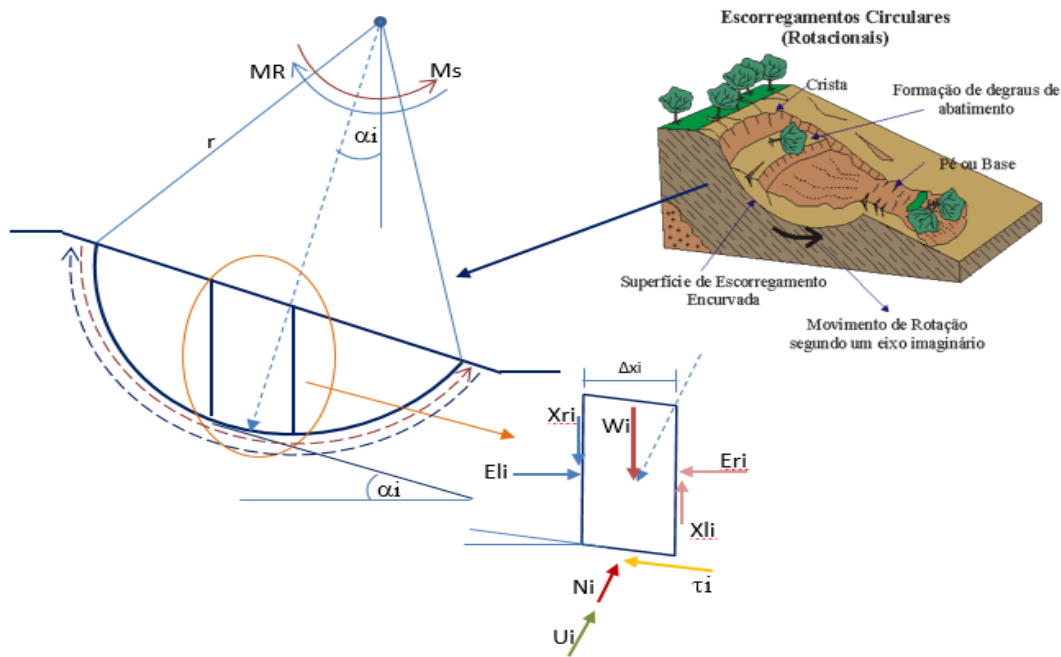


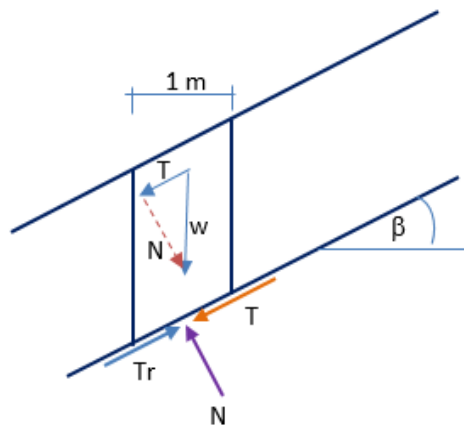
Figura 2-6– Ilustração de um escorregamento superfície circular (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

$$F_s = \frac{M_R}{M_S} = \frac{r \cdot \sum (c' + \sigma' i \cdot \tan \phi' i) \cdot \Delta l i}{r \cdot \sum w i \cdot \sin \alpha i} = \frac{\sum (c' i \cdot \Delta l i + N' i \cdot \tan \phi' i)}{\sum w i \cdot \sin \alpha i} \quad (2-1)$$

Sendo M_R o momento das forças resistentes ou mobilizáveis ao longo do arco que se opõe ao deslizamento e M_S é o momento das forças que tendem a provocar aquele deslizamento, isto é, do peso da massa limitada pela superfície circular.

Caso de um Talude infinito

Esta é uma das classificações dos taludes usualmente feita para facilitar a metodologia de análise dos problemas e a divisão dos taludes em finitos e infinitos. Na Figura seguinte mostra-se um exemplo de talude infinito, bem como as variáveis envolvidas.



$$F_s = \frac{T_r}{T} \quad (2-2)$$

$$T_r = c' \cdot L + N \cdot \tan \phi'$$

$$N = W \cdot \cos \beta$$

$$T = W \cdot \sin \beta$$

Figura 2.6b - Exemplo de cálculo da estabilização de um talude infinito.

T = Força tangencial instabilizadora

T_r = Força tangencial estabilizadora ou resistente

Quando $F_s = 1.0$ o talude está em rotura iminente ou início de instabilização

$F_s > 1.5$ o talude está

O Quadro 2.3 apresenta alguns exemplos de classificação relativa de taludes em função dos Fatores de Segurança globais obtidos.

Quadro 2-3 – Estabilidade relativa de taludes em função do F_s

| F_s | Estabilidade relativa |
|--------------------|----------------------------|
| $F_s \leq 1$ | Instável (rotura certa) |
| $1 < F_s < 1.25$ | Instável - rotura provável |
| $1.25 < F_s < 1.5$ | Marginalmente estável |
| $F_s > 1.5$ | Estável |

Caso de um bloco ou deslizamento em cunha

O escorregamento em cunha ou de bloco é condicionado por estruturas planares de maciços rochosos, apresentando a sua direção de movimento ao longo da linha de intersecção das superfícies de rutura.

A Figura 2.7 a seguir ilustra o processo em questão, mostrando a forma do material movimentado e as superfícies e direção de rotura (modificada de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998; organizada por Fábio Reis).

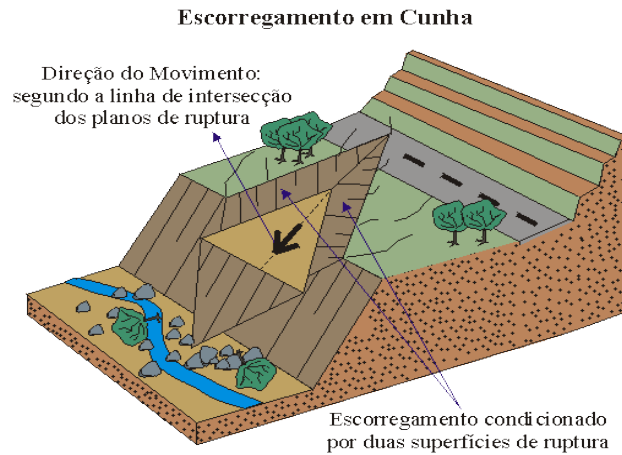


Figura 2-7 – Escorregamento em cunha ou bloco (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

2.4.2. ABORDAGEM DO EUROCÓDIGO 7

O Eurocódigo 7 dedicado ao dimensionamento geotécnico tem como filosofia de base o dimensionamento segundo o método dos estados limite, que usam coeficientes de segurança parciais e têm na sua base considerações de tipo probabilístico (Henriques 1998). Dentro dos estados limites podem distinguir-se: i) os estados limites últimos; ii) os estados limites de utilização. No âmbito das obras geotécnicas os estados limites de utilização ou de serviço estão essencialmente relacionados com deformação excessiva do terreno. Quando se trata de estados limites últimos, a verificação da segurança toma a seguinte forma:

$$S_d \leq R_d \quad (2-3)$$

Em que S_d representa o valor do cálculo das ações ou da solicitação e R_d o valor de cálculo da resistência. Para estados limites de utilização a verificação toma a seguinte forma nas obras geotécnicas:

$$\text{Deformação} \leq \text{Deformação admissível}$$

Distintas formas de aplicação do método dos estados limites

O método dos estados limites tem sido aplicado de distintas formas que se podem agrupar em duas principais que vários autores designam por metodologia Europeia e por metodologia Americana (Ovesen & Orr, 1991; Becker, 1996). A Figura 2-8 mostra a diferença entre as duas metodologias, que no essencial reside na forma como é calculada a resistência ou capacidade resistente, R . Como se mostra na Figura 2-8, na metodologia Europeia depois da seleção dos valores característicos das propriedades resistentes do terreno, estes são afetados (minorados) por coeficiente parciais de segurança, obtendo-se os valores de cálculo dessas propriedades. Estes últimos valores são introduzidos nos modelos de cálculo de modo a obter o valor de cálculo da resistência, R_d . Na metodologia Americana os valores característicos das propriedades resistentes do terreno são usados nos modelos de cálculo, que fornecem o valor característico da resistência, R_k . Esta última é então afetada (minorada) por um coeficiente de segurança parcial de modo a obter o valor de cálculo da resistência, R_d .

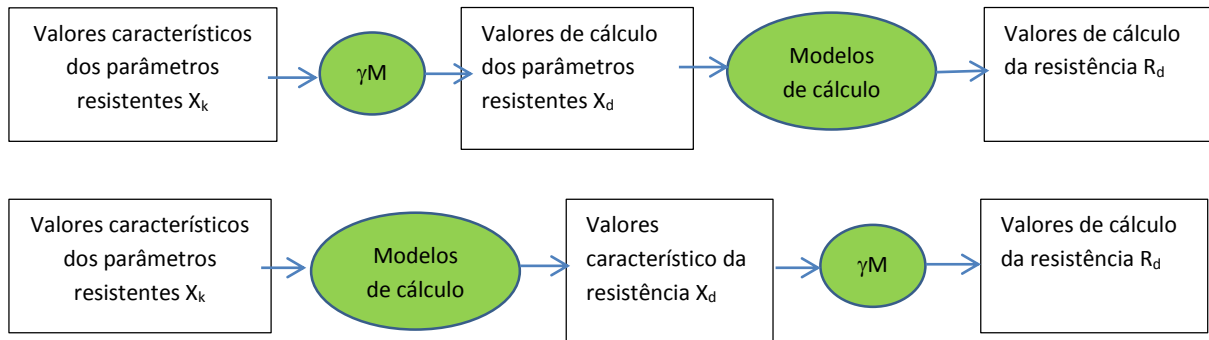


Figura 2-8 – Esquema explicativo das Metodologias Europeia e Americana

Como foi mencionado na metodologia dos estados limites, para cada estado limite último há que proceder à comparação do valor de cálculo da solicitação, ***S_d***, como o valor de cálculo da resistência ***R_d***. O valor do ***S_d*** e de ***R_d*** da equação 2.3 são obtidos como base nos valores de cálculo das ações, ***F_d***, dos parâmetros resistentes, ***X_d***, e dos dados geométricos, ***a_d***.

No dimensionamento das estruturas convencionais, em que são usados métodos de análise que em regra admitem os elementos estruturais com comportamento elástico linear, a solicitação (isto é, os esforços em cada seção, na terminologia corrente) não depende (m) das propriedades resistentes dos materiais e a resistência não depende das ações. Pelo contrário, em muitos problemas geotécnicos a solicitação depende (também) das ações.

Assim, em geral:

$$S_d = S_d(F_d, X_d, a_d) \leq R_d = R_d(F_d, X_d, a_d) \quad (2-3)$$

A figura seguinte mostra dois exemplos desta interdependência. No caso da Figura 2.9.a), que mostra um muro de suporte gravidade de betão armado, o impulso de terras (determinante para o efeito das ações sobre o muro, para qualquer estado limite) depende consideravelmente das propriedades resistentes do próprio terreno. Por seu turno, a resistência ao deslizamento global do talude representado na Figura 2-9 b), depende do peso (ação gravítica) da massa potencialmente instável, pois este, por via das tensões efetivas normais à superfície de deslizamento, controla as tensões de corte resistentes, mobilizadas nesta superfície. Nos problemas da Mecânica dos Solos, as ações permanentes, em particular do peso próprio do terreno, são largamente predominantes. No caso do muro de suporte, o impulso sobre o muro é naturalmente condicionado pela ação gravítica (o peso do terreno atrás do muro), mas em simultâneo é este peso que, inclinado sobre a sapata do muro, lhe assegura a estabilidade.

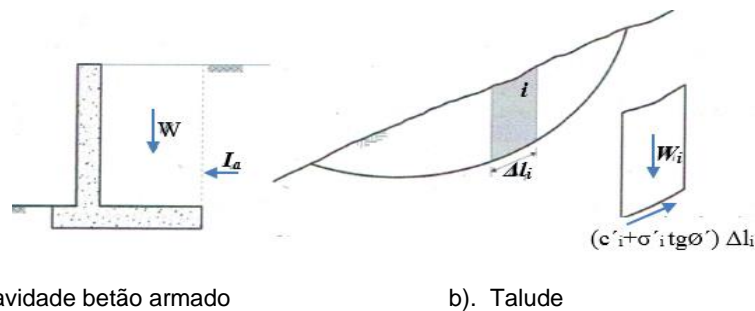


Figura 2-9 – Exemplo de estruturas em que o efeito das ações depende dos parâmetros de resistência do solo
Adaptando por (Manuel de Matos Fernandes, 2011).

2.5. SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

2.5.1. DRENAGEM

As principais funções deste tipo de obra são a captação e o direcionamento das águas de escoamento superficial, além de retirar parte da água que percola internamente no maciço, porém são obras de importância fundamental, uma vez que, com obras de drenagem eficientes, resolvem-se os problemas de instabilização, no caso de regime de percolação.

2.5.1.1 Drenagem Superficial

Neste tipo de obra busca-se, basicamente, a captação do escoamento das águas superficiais através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação, para que a água seja conduzida a locais convenientes. Os processos erosivos na superfície dos taludes, bem como a redução da infiltração da água no maciço, podem ser evitados com a drenagem superficial, resultando, portanto, uma diminuição dos efeitos danosos da saturação do solo para com a sua resistência.

No caso de Timor-Leste, todas as superfícies de encostas e taludes de estradas de todo o território são construídas sem drenagem de superfície.

A drenagem superficial, no caso de estabilização de taludes, representa elevada relação custo/benefício, já que, com pouco investimento, o resultado se mostra excelente, mas também em muitos casos, basta apenas a realização destas obras, eventualmente associadas com proteção superficial para que a estabilização do talude seja completa.

As obras de drenagem superficial estão geralmente associadas a serviço de proteção superficial dos taludes e das bermas, através de revestimentos impermeabilizantes (impregnação asfáltica, uso de argamassas ou aplicação de betão projetado) ou vegetais (principalmente gramíneas).

Sendo a água, pelas mais diversas vias, causa de grande parte dos escorregamentos de taludes naturais, compreende-se que a drenagem, quer a superficial quer a profunda, constitui das medidas mais eficazes de estabilização, podendo em certos casos dispensar soluções estruturais, com maior impacto paisagístico.

A drenagem superficial destina-se a minimizar a infiltração das águas pluviais. Para o efeito há que conceber uma rede de canais ou valetas que evite que a água, depois de incidir num ponto do talude, percorra distâncias significativas escorrendo sobre a superfície do mesmo antes de ser coletada e conduzida por gravidade para a base do talude. A proteção desta superfície, nas zonas não construídas, com vegetação é complemento essencial da rede de drenagem. A Figura 2-10 mostra o aspeto parcial de um sistema de drenagem superficial num talude natural.



Figura 2-10 – Fotografia mostrando sistema de drenagem superficial num talude natural (Matos Fernandes, 2011).

2.5.1.2 Drenagem Profunda

Os drenos profundos têm por objetivo principal interceptar o fluxo da água subterrânea através do rebaixamento do lençol freático, impedindo-o de atingir o subleito. Os drenos profundos são instalados, preferencialmente, em profundidades da ordem de 1,5 a 2,0 m, tendo por finalidade captar e aliviar o lençol freático e, conseqüentemente, proteger o corpo da estrada. Devem ser instalados nos trechos em corte, nos terrenos planos que apresentem lençol freático próximo do subleito, bem como nas áreas eventualmente saturadas próximas do pé dos taludes ver FIG.E 1 em anexo.

2.5.1.3 Drenagem do Pavimento

As técnicas de drenagem dos pavimentos, que objetivam proteger contra a ação da água, são necessárias nas regiões onde anualmente se verifica uma altura pluviométrica maior do que 1500 mm, e na Figura 2-11, a seguir, mostra-se um exemplo de drenagem do pavimento.

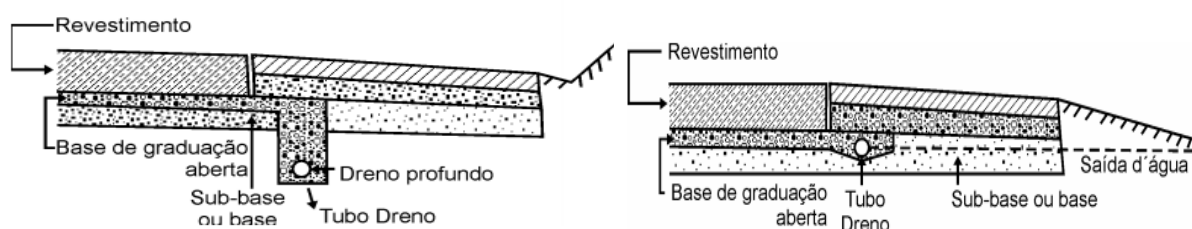


Figura 2-11 – Drenagem do Pavimento (DNIT, 2006)

2.5.2. ESTRUTURA DE SUPORTE DE TERRA

Os muros de suporte de terras conferem estabilidade ao conjunto estrutura-solo através da grande massa que possuem. A resistência ao derrubamento e ao escorregamento pela base é conferida na sua maior parte pelo peso da estrutura de suporte. Richards e Elms (1979) referem que o comportamento deste tipo de estruturas é condicionado pelos deslocamentos. As forças internas nos muros têm apenas uma importância secundária porque estes são sempre considerados como um corpo rígido.

O colapso total, resultante de ações sísmicas, de estruturas de suporte de terras situada acima do nível freático parece ser pouco frequente, mas a possibilidade de ocorrerem movimentos significativos devidos ao momento das pressões laterais devem ser tidos em consideração durante a fase de dimensionamento. Pelas dimensões dos estragos provocados por sismos, as estruturas de suporte de terras que se prolongam para baixo do nível freático, como os muros-cais, são as que mais danos sofrem em condições sísmicas. As roturas nestes casos parecem resultar o efeito combinado do aumento das pressões laterais atrás das estruturas, da diminuição das pressões da água à frente, e da diminuição da resistência do solo suportado, podendo incluir a sua liquefação em zonas críticas do aterro ou da fundação onde o solo esteja pouco compacto (Seed e Whitman, 1970).

2.6. O CASO DE TIMOR-LESTE

2.6.1. INTRODUÇÃO

A caracterização da área em estudo, apresentada neste subcapítulo, inicia-se com uma descrição de sua localização, topografia, geologia, precipitação e temperatura, clima, vegetação, características dos solos, hidrografia, bem como aspetos referentes à geologia da área.

As áreas de estudo escolhidas para análise são os seguintes Municípios de Timor-Leste: Maliana, Ainaro, Liquiça, Ermera, Same, Dili, Manatuto, e Viqueque, por serem as áreas em que mais riscos de

movimentos de massas ocorrem, seja por deslizamento de taludes, ou seja na construção aterros de vias de comunicação. O Município de Viqueque e Same localizam-se no sul do País, Dili é a Capital de Timor-Leste e localiza-se no norte do País, o Município de Ainaro, Ermera, Same, Liquiça e Manatuto localizam-se no centro do país, o Município de Maliana localiza-se no oeste do País. Entre estes oito Municípios há cinco em que a situação é mais grave em termos de construção rodoviária, sendo estes Municípios: Viqueque, Ainaro, Same, Manufahi, Ermera, Maliana/Bobonaro, e mais alguns zonas do país como se mostra na Figura 2-12. Entre estas áreas ou locais foram escolhidos dois locais: Ossu-Viqueque e Dili-Hera e recolheram-se as amostras destes dois locais para análise ou caracterização. Os locais mais detalhados podem ser visto no Capítulo 3 (Secção 3.1 – Figura 3.1)



Figura 2-12 – Áreas de recolha de amostras para caracterização laboratorial em Timor Leste

2.6.2. GEOGRAFIA DE TIMOR-LESTE

A ilha de Timor está localizada no sul do Arco de Banda fazendo parte da atual zona de colisão entre a margem norte da Austrália e os arcos insulares asiáticos (Figura 2.13). A sua estrutura e evolução é considerada como um exemplo de colisão ativa arco continente, que não é só de interesse local, mas também no estudo de modelos de antigas zonas de colisão análogas (Charlton et al., 1991). No entanto, Timor-Leste é ainda muito pouco conhecido geologicamente. O primeiro estudo geológico conhecido em Timor-Leste foi realizado por Hirschi (1907). Estudos posteriores, principalmente relacionados com a exploração de petróleo realizaram-se durante a primeira metade do século XX, nomeadamente por F. Weber, em 1910/1911 (Charlton et al., 2002). Os estudos de referência com cartografia geológica são os de Audley-Charles (1965, 1968), Leme (1963, 1968) e Leme & Coelho (1962), que retomaram os trabalhos iniciados e anteriormente realizados por Grunau (1953, 1957) e Gageonnet & Lemoine (1957, 1958). A investigação geológica realizada em Timor-Leste pela “University of London Southeast Asia Research Group” foi interrompida durante o período de ocupação indonésia, embora tenham sido publicados documentos científicos durante este período, com base no trabalho de campo realizado anteriormente (Barber & Audley-Charles, 1976; Barber et al., 1977; Barber et al., 1986; Berry & Grady, 1981; Berry & McDougall, 1986; Charlton et al., 1991).

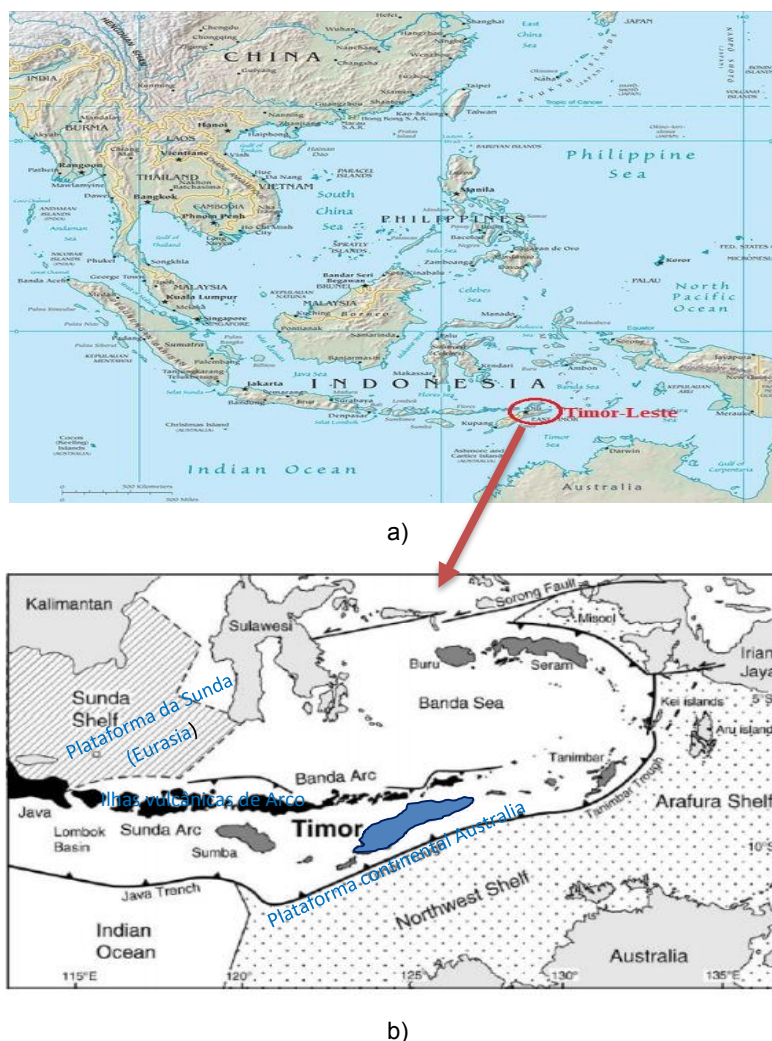


Figura 2-13 – Localização da ilha de Timor: a) Planta geral; b) detalhe (UN, 2004)

2.6.3. PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA

A precipitação varia de valores abaixo de 500 mm / ano ao longo da costa norte para valores acima de 2000 mm / ano nas montanhas. A maioria das áreas recebem precipitação máxima durante a monção noroeste em dezembro ou janeiro estendendo-se até abril, em alguns anos. Áreas no leste e sudeste também têm uma estação chuvosa secundária durante a monção sudoeste em maio ou junho. Há uma variação sazonal limitada em temperaturas na maioria das áreas em Timor-Leste. A temperatura média durante a estação chuvosa varia entre 29°C - 35 °C. As temperaturas durante a estação seca, entre maio e novembro, têm média de 20°C - 33 °C. Temperaturas durante o dia são normais a quentes, mas é corrente frio durante a noite em áreas montanhosas, como Aileu, Maubisse, Ermera, Ainaro e Ossu ect.

2.6.4. CONDIÇÃO CLIMÁTICA DO LOCAL

Com uma temperatura média anual superior a 21°C, Timor-Leste, pode incluir-se nas zonas de climas quentes do tipo intertropical, com monções. No entanto, o clima varia de região para região, devido à influência preponderante das diferentes altitudes. No litoral é quente e húmido, não se registrando temperaturas muito altas e oscilando as médias do mínimo de 19 °C ao máximo de 31 °C. Na zona central Figura 2.14, o clima é frio, com temperaturas agrestes nas altas montanhas, como por exemplo em Maubisse e Hato-Builico, onde se registam temperaturas mínimas na ordem dos 4 °C. Nesta zona as

médias dos mínimos e dos máximos são de 17 e 29°C. As temperaturas médias mensais mais elevadas verificam-se nos meses de novembro a janeiro, e as mais baixas nos meses de julho e agosto.

A humidade relativa é elevada durante todo o ano e oscila entre os 70% e 90%.

Figura seguinte mostra a temperatura máxima e mínima e a pluviosidade da área onde foram recolhidas as amostras.

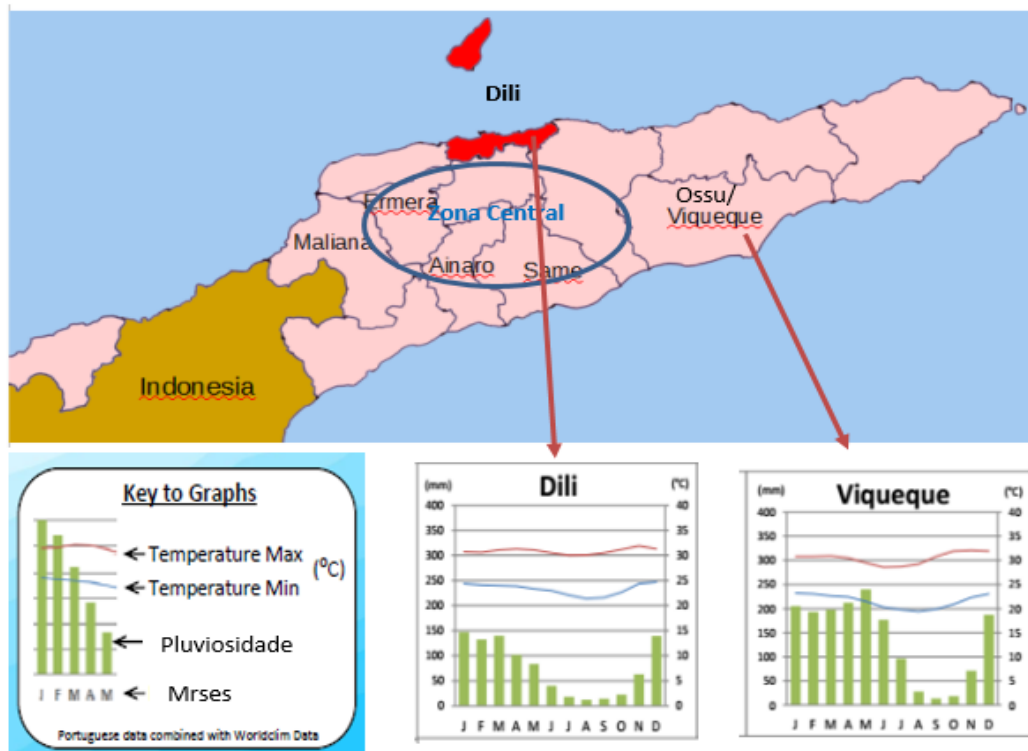


Figura 2-14 - Temperatura máxima e mínima e pluviosidade das áreas onde foram recolhidas as amostras (National rainfall map with graphs Timor-Leste 2012) referência a DILI e OSSU/Viqueque.

2.6.5. VEGETAÇÃO

Apesar de TIMOR ser uma ilha de vegetação abundante e de formações florestais bastante diversificadas, não apresenta o aspeto luxuriante característico das grandes ilhas de SONDA (ilhas de Indonesia). O clima, o relevo, o solo, determinam fisionomias paisagísticas que, no decorrer dos tempos, se modificaram pela ação do homem. Em virtude do acentuado relevo e da intensa ação erosiva na época chuvosa, os solos, com exceção dos da planície, são delgados e esqueléticos, sendo a vegetação predominantemente arbustiva. Encontram-se regiões de florestas na ponta Leste da ilha e na costa Sul, muito mais exuberantes que as da parte Oeste e da costa Norte, devido ao efeito do clima e da consequência evidente da ocupação do homem.

2.6.6. SOLOS PREDOMINANTES EM TIMOR

Baseado na Carta dos Solos de Timor (Garcia e Cardoso, 1978), existem 3 tipos principais de solos predominantes encontrados em Timor-Leste, estes 3 tipos de solos são: Cambissolos; Vertissolos e Fluvisolos.

Cambissolos; geralmente encontrados na região montanhosa interior, particularmente nas áreas com maior altitude, nas partes centrais do país, como Aileu, Maubisse, Ainaro, Ermera e Same.

Vertissolos; encontrados nas zonas com menor altitudes, como o distrito de Covalima, Bobonaro, Viqueque, Manatuto, Baucau e Lautem, são predominantes nas zonas costeiras particularmente nas zonas da costa sul. De acordo com o mesmo estudo, outros tipos de solo, que são da minoria no país, também são encontrados em diferentes lugares do país.

São solos constituídos por material mineral, e têm uma profundidade de 100 cm e relação textural insuficiente como se mostra na figura seguinte (Garcia e Cardoso, 1978).



a) Embrapa, 2006



b) Ossu Timor-Leste, 2015

Figura 2-15 - Exemplo de vertissolos

Na Figura 2.15 b mostra-se um exemplo vertissolos de Timor e encontra-se e corresponde ao mesmo lugar onde foram recolhidas as amostras de Ossu.

Estes solos têm predomínio de argilas expansivas, textura argilosa, muito fendilhados na superfície no período seco e muito ativa no tempo chuva.

Fluvisolos

Encontradas respetivamente no Distrito Liquiça, Manatuto, Baucau e Lautem e também em outras zonas de Timor. Estes 3 tipos de solos predominantes em Timor-Leste encontram-se nas maioritariamente nas zonas mais montanhosas e também em outras zonas de Timor como mostra na Figura 2.16.

São solos constituídos por material mineral, apresentando horizonte B textural com argila de atividade alta e alta saturação, imediatamente abaixo de qualquer tipo de horizonte A, exceto A chernozêmico, ou sob horizonte E, e satisfazendo o seguinte requisito: os horizontes plântico, vértico e plânico se presentes, não satisfazem os critérios para Plintossolos, Vertissolos, Planossolos, respectivamente; ou seja, não são coincidentes com a parte superficial do horizonte B textural.

Estes solos variam de drenados a pouco drenados, sendo normalmente pouco profundos (60 a 120 cm) de profundidade, com nítida diferenciação entre os horizontes A e Bt, devido ao contraste de textura, cor e/ou estrutura entre eles. Grande parte dos solos desta classe possui mudança textural abrupta (alto gradiente textural).

São moderadamente ácidos a ligeiramente alcalinos, com teores de alumínio extraível baixos ou nulos e presença, em quantidade variável, mas expressiva, de argilominerais do tipo 2:1 indicando atividade alta da argila. Podem ou não apresentar pedregosidade na parte superficial e/ou caráter solódico ou sódico, na parte subsuperficial.

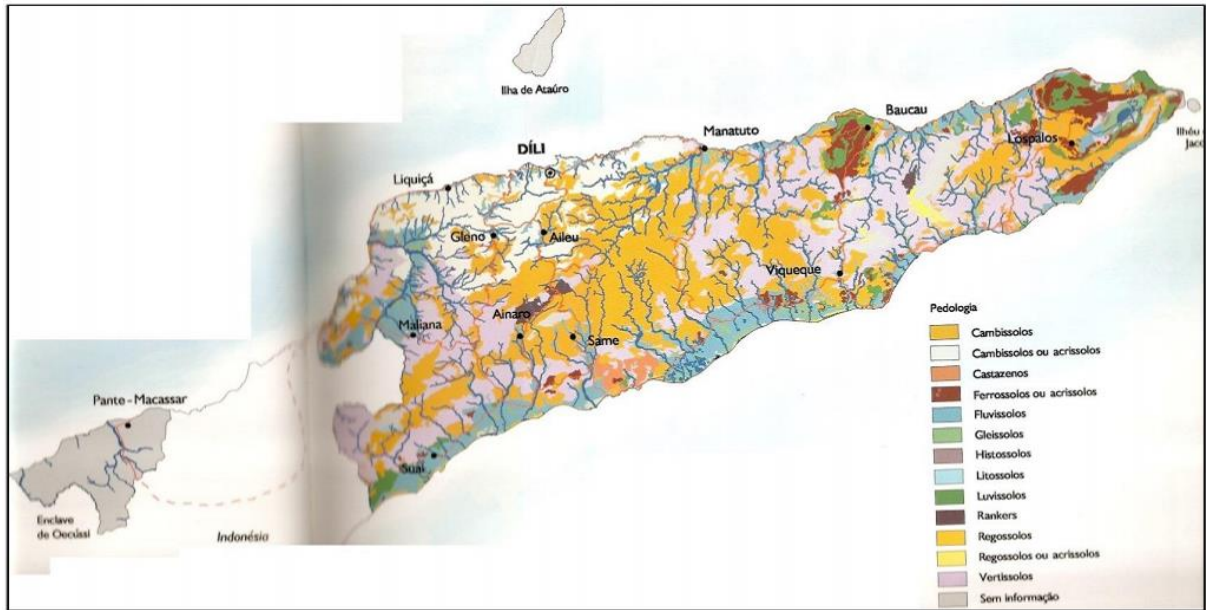


Figura 2-16 – Mapa dos tipos de solos encontrados em Timor-Leste

2.6.7. EROSÃO

A erosão é um processo natural de desagregação, decomposição, transporte e deposição de materiais de rochas e solos que vem agindo sobre a superfície terrestre desde os seus princípios. Contudo, a ação humana sobre o meio ambiente contribui exageradamente para a aceleração do processo, trazendo como consequências, a perda de solos férteis, a poluição da água, o assoreamento dos cursos de água e reservatórios e a degradação e redução da produtividade global dos ecossistemas terrestres e aquáticos.

Entende-se por erosão o processo de desagregação e remoção de partículas do solo ou fragmentos de rocha, pela ação combinada da gravidade com a água, vento, gelo ou organismos (IPT, 1986).

Os processos erosivos são condicionados basicamente por alterações do meio ambiente, provocadas pelo uso do solo nas suas várias formas, desde o desmatamento e a agricultura, até obras urbanas e viárias, que, de alguma forma, propiciam a concentração das águas de escoamento superficial.

A erosão em Timor-Leste é pura causa da ação direta do homem, como o uso do solo para a sua necessidade como agricultor, secando árvores e queimando as florestas como mostra a Figura 2-17. Assim, no tempo de chuva, a erosão é muito fácil acontecer, havendo até movimentos de vertente e deslizamento na época chuva que afetam as estradas, ou seja construção de via de comunicação, devido à perda ou diminuição da sua resistência. Na maioria da área de Timor-Leste são predominantes argilas ou complexos argilosos, com base na Carta os Solos de Timor. Há também argila fendilhadas, derivadas de argila não consolidadas e drenagem fraca na época das chuvas, Figura 2-15. Embora Timor seja de maioria montanhosa é fácil acontecer as atividades como erosão, movimentos de massas e deslizamento das estradas e aterros.



Figura 2-17 – Florestas queimados (Ermera, Timor-Leste)

2.6.8. EROSÃO DO SOLO

O solo é um dos mais preciosos recursos. É comum a perda desse recurso, através de processos de degradação da terra como a erosão causada pelos ventos e pelas águas. A erosão do solo ocorre naturalmente, mas atividades humanas, principalmente a agricultura e o desmatamento têm aumentado as taxas de erosão uma vez que ambos tendem a remover a vegetação protetora e reduzir a estabilidade do solo. Esse processo é conhecido como “erosão acelerada”.

Em relação à erosão, os tipos de solos encontrados em Timor-Leste, dados são indicados como no quadro seguintes:

Quadro 2-4 - Área de tipos do solos predominantes em Timor-Leste (Garcia e Cardoso, 1978)

| Tipo de Solos | Hectares (m ²) | Parcela do território (%) | Sensibilidade à erosão |
|---------------------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------|
| Cambissolos | 449,148.1 | 30.1 | Baixa |
| Vertissolos | 310,488.9 | 20.8 | Baixa |
| Fluvisolos | 152,776.2 | 10.2 | Média |
| Regos solos | 141,007.7 | 9.5 | Média |
| Unclassified | 132,159.2 | 8.9 | - |
| Cambissolos ou Acrissolos | 113,918.2 | 7.6 | Baixa |
| Ferrossolos ou Acrissolos | 48,912.94 | 3.3 | Baixa |
| Litossolos ou Rendzinas ou Regossolos | 39,505.28 | 2.6 | Média |
| Ou Cambissolos ou Luvisolos | | | |
| Luvisolos | 38,997.65 | 2.6 | Alta |
| Gleissolos | 32,745.83 | 2.2 | Baixa |
| Castanozenos | 12,375.6 | 0.8 | Baixa |
| Rankers | 8,514.32 | 0.6 | Alta |
| Regossolos ou Acrissolos | 5400.43 | 0.4 | Baixa |
| Histossolos | 2142.16 | 0.1 | Alta |
| Litossolos | 1674.32 | 0.1 | Alta |
| Solonetz | 1787.18 | 0.1 | Alta |



Figura 2-18 – Exemplo de erosão de um talude (Loidahar, distrito de Liquiça, Timor-Leste, 2015)

2.6.9. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDO

Este trabalho foi efetuado em alguns municípios de Timor-Leste com várias zonas de deslizamentos que foram identificadas como de grande risco. Baseado no mapa dos Solos de Timor, nestas zonas dominam os solos argilosos. O QUAD.B.1 em anexo, mostra os tipos de solos que foram identificados ou investigados pelos Engenheiros Portugueses da Junta de Investigação Científicas do Ultramar (ver Carta dos Solos de Timor) em QUAD.B.1 e FIG. B.1 em anexo (Garcia e Cardoso, 1978).

2.6.10. FORMAÇÃO E GEOLOGIA DO TERRITÓRIO DE TIMOR

A evolução tectónica do território de Timor Leste enquadra-se no âmbito da evolução do arco insular resultante da colisão entre as placas Euro-Asiática e Australiana. Apresenta peculiaridades próprias que são alvo de intensa discussão académica. De acordo com Audley Charles (1968), o território de Timor Leste, com cerca de 15 000 km², compreende 2 grandes grupos de unidades lito estratigráficas: - unidades alóctones, datadas do ante pérmico ao Cretácico Superior e que se terão instalado durante o Miocénico sobre um conjunto de - unidades autóctones ou par autóctones que datam do Pérmico à atualidade. A tectónica muito recente que afeta o território desde o Miocénico traduz-se geomorfologicamente numa cordilheira central ao longo da ilha, com relevos escarpados que chegam muito próximo dos 3000 m de altitude (Monte Ramelau). Trabalhos mais recentes, por parte de outros autores, têm vindo a pôr em causa não só as relações entre as diferentes unidades aflorantes no território, como também o seu enquadramento no contexto da evolução geodinâmica da região. Entre eles destacam-se Berry & Grady (1981), Berry & McDougall (1986) e Charlton (2002). No entanto e por não ser esse o âmbito do presente trabalho, adotámos as interpretações inerentes aos trabalhos cartográficos de Azeredo Leme (1963) e Audley Charles (1968), ambos publicados à escala 1/250 000 e que serviram de suporte ao reconhecimento geral por nós efetuado. A nomenclatura estratigráfica adotada foi a de Audley Charles (1968), à semelhança dos autores mais recentes atrás referidos. Na Figura seguinte mostra-se a constituição da geologia de Timor.

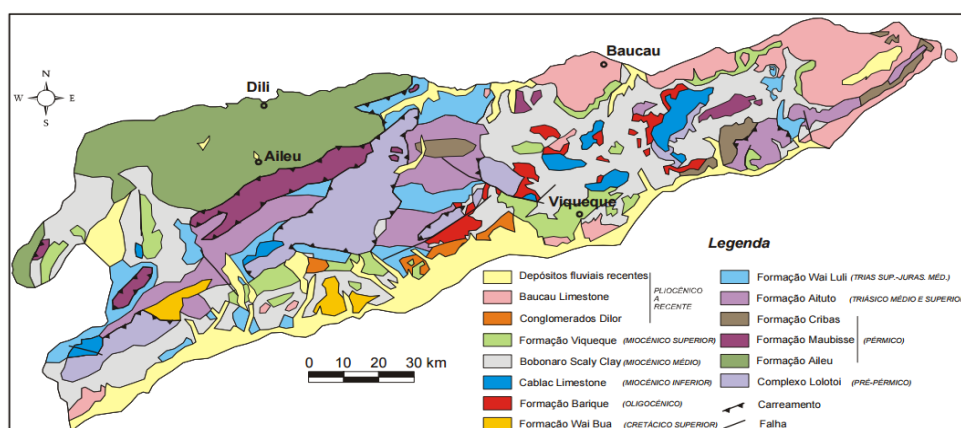


Figura 2-19 - Carta geológica simplificada de Timor Leste (adaptada de Audley Charles, 1968).

Cerca de 1/3 do território encontra-se abrangido por unidades alóctones, sendo as mais representativas em termos de extensão de afloramentos o Complexo de Lolotoi, a Formação de Aileu, a Formação de Maubisse e o Complexo Argiloso Bobonaro Scaly Clay. Este último não corresponde a uma unidade carreada, mas sim a uma “mélange” tectónica (Carvalho e Lisboa, 2003). As diferentes unidades geológicas de Timor-Leste identificadas por estes autores são resumidamente descritas a seguir:

a. O Complexo Lolotoi

Este complexo é, de forma muito genérica, constituído por rochas de natureza sedimentar e ígnea, metamorfizadas em baixo grau. As suas potencialidades assentam fundamentalmente nas rochas ígneas de natureza gabróica e dolerítica para fins de utilização como agregados.

b. A Formação Aileu

Esta Formação ocupa uma grande extensão no território timorense, sendo provavelmente de idade Pérmica. É muito variada em termos litológicos, denotando diversos graus de metamorfismo. Predominam os xistos argilosos, filitos, anfibolitos e rochas ígneas. Apresenta-se bastante deformada, tendo Berry & Grady (1981) posto em evidência 5 fases de deformação.

c. A Formação Maubisse

As potencialidades da Formação Maubisse, também datada do Pérmico, assentam na parte inferior da unidade, com cerca de 400 m de espessura e em que predominam bancadas muito espessas de calcários maciços. A parte superior desta Formação é constituída fundamentalmente por rochas de natureza eruptiva, com cerca de 500 m de espessura.

d. O Complexo Argiloso de Bobonaro

Este complexo corresponde a uma “mélange” tectónica que se pensa terá sido depositada, durante o Miocénico médio, sob condições de instabilidade gravítica, num ambiente de rampa submarina e para a qual contribuiu o desmantelamento das unidades alóctones anteriormente referidas.

e. As Formações Aituto e Wai Luli

Estas Formações apresentam características muito semelhantes, sendo a sua separação alvo de discussão. A Formação de Aituto, datada do Triássico méd. — superior, corresponde a uma alternância de bancadas pouco espessas de calcários, argilitos e xistos argilosos, com predomínio da componente carbonatada, ao passo que a Formação Wai Luli, do Triássico sup. ao Jurássico médio, se caracteriza por um aumento da componente argilosa.

f. Cablac Limestone

Esta unidade datada do Miocénico inferior é uma das mais características do território timorense. Tal deve-se ao seu modo de afloramento sob a forma de altos-relevos escarpados, tradicionalmente conhecidos por “fatus”. Ocorrem fundamentalmente ao longo da cordilheira central, a cotas entre os 1500 m e os 2400 m. São factos importantes já que dificultam o acesso aos afloramentos e a sua avaliação detalhada.

g. Formação Viqueque

A Formação Viqueque, do Miocénico superior, ocorre fundamentalmente ao longo do bordo Sul da cordilheira central de Timor Leste. Trata-se duma unidade muito variada em termos litológicos, extremamente rica em microfauna e cuja rápida deposição em meio marinho ocorreu sob condições regressivas. Com uma espessura variável entre 100 e 800 m, é constituída essencialmente por rochas margosas e argilitos de cores muito claras que para o topo tendem a adquirir uma componente siltosa e arenosa.

h. Baucau Limestone

Esta unidade aflora em largas extensões em toda a região oriental do território, em particular nos distritos de Baucau e Lautém. Corresponde a um recife de coral de idade Pleistocénica a recente, sobrelevado tectonicamente e com espessuras que chegam a ultrapassar os 500m. Aos calcários recifais propriamente ditos estão associadas outras litologias calcárias de cor branca e elevado grau de pureza e que genericamente correspondem a biostromas muito pouco consolidados.

i. Depósitos Fluviais Recentes

Dadas as características geomorfológicas do território de Timor Leste e as condições climáticas que o afetam, as linhas de água apresentam um regime tipicamente torrencial. Como resultado, por todo o território observaram-se depósitos de areias e cascalheiras recentes ocupando o leito da maior parte das linhas de água, alguns deles bastante largos. São depósitos de carácter essencialmente areno - conglomerática, por vezes com blocos de grandes dimensões. Embora se verifique um predomínio geral de clastos líticos e de quartzo, a natureza destes depósitos depende, evidentemente, das fontes de alimentação.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

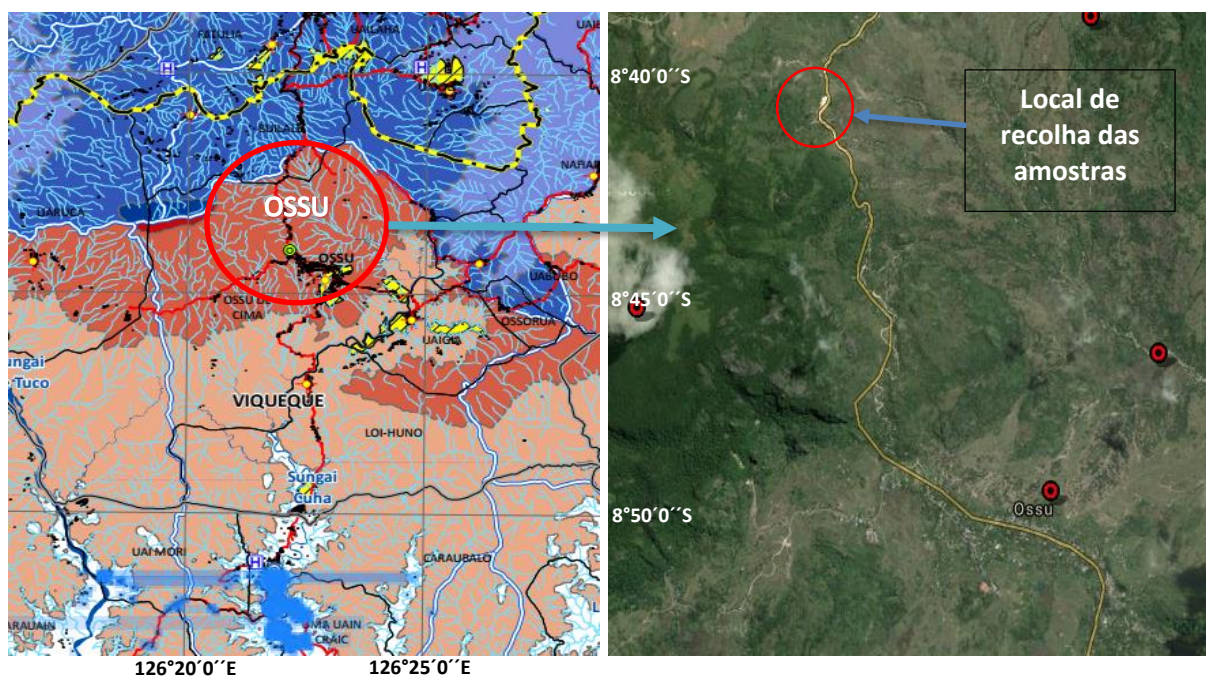
Conforme identificado no capítulo inicial, o principal objetivo previsto para este trabalho consiste em contribuir para o entendimento, a classificação e identificação dos solos de Timor, com vista à prevenção de instabilidade de taludes e aterros rodoviários em qualquer tipo de solos, para o caso de Timor. Com esse fim em mente, foi definido um programa experimental em amostras de solo natural, recolhidas propositadamente para este trabalho, em dois locais distintos e, precisamente por isso, com características distintas, mas representativas dos materiais geotécnicos menos resistentes do território.

O programa experimental foi estabelecido de modo a permitir uma boa caracterização física e mecânica dos solos recolhidos, incluindo ensaios de identificação física, ensaios de consistência e ensaios mecânicos, como o edométrico e de corte direto, como se detalha de seguida.

3.2. TRABALHO DE CAMPO

O trabalho de campo efetuado para recolha de amostras naturais foi realizado no mês de setembro de 2015. Para a realização dos trabalhos de levantamento no campo, foram utilizados materiais de apoio como 1) martelo/alavanca; 2) tubos de PVC para amostras; 3) marcador permanente; 4) máquina fotografia Canon de 10 Megapixéis.

As Figuras seguintes mostram a localização de recolha das amostras: próximo de Ossu Figura 3-1 e próximo de Dili Figura 3-2, tendo-se adotado como identificador das amostras a sua localização. A seleção destes locais foi feita atendendo, por um lado, à importância dessa localização para o desenvolvimento do país e, por outro, pela natureza distinta dos solos encontrados nesses locais e sua representatividade em termos dos solos de Timor.



Categorias de deslizamentos nas áreas assinaladas a cores (%):

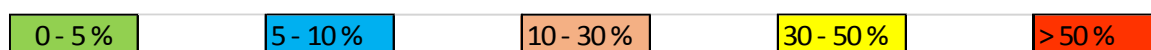


Figura 3-1 – Mapa de localização de Ossu, incluindo identificação das categorias de deslizamento

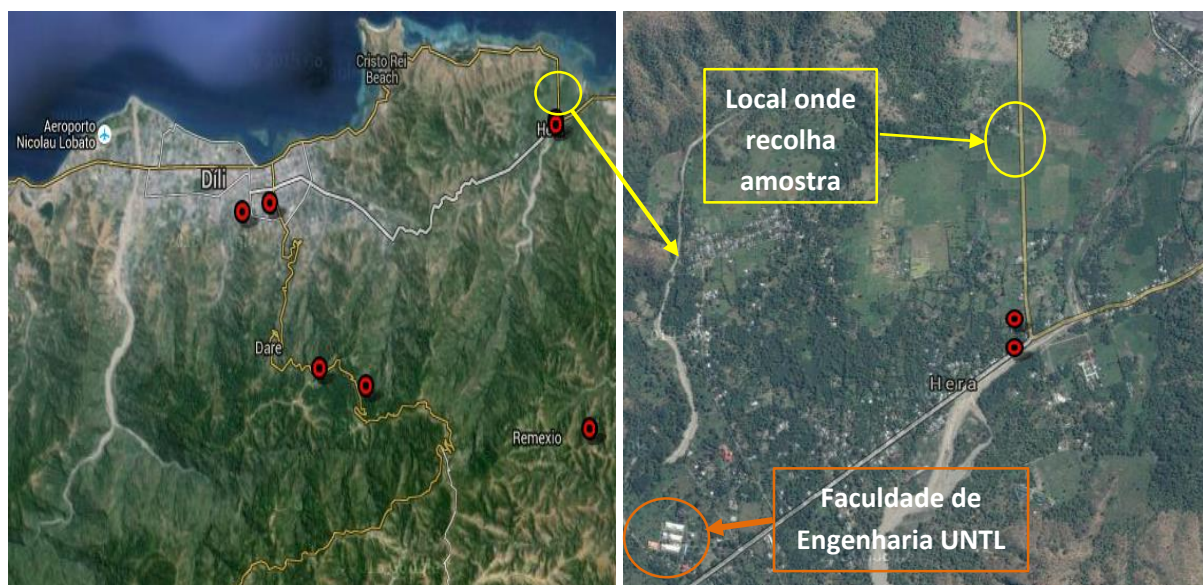


Figura 3-2 – Mapa de localização de Dili

3.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.3.1. IMPORTÂNCIA DA CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ATRAVÉS DE ENSAIOS

O estudo dos solos tem uma grande importância no projeto de obras de engenharia civil. Todas as obras de Engenharia Civil, de uma forma, ou de outra, apoiam-se sobre o solo, e muitas delas, além disso,

utilizam o próprio solo como elemento de construção, como por exemplo, os aterros de estrada e as barragens. Portanto, a estabilidade e o comportamento funcional e estético da obra serão determinados, em grande parte, pelo desempenho dos materiais usados nos maciços terrosos.

Para estas necessidades é preciso fazer uma análise do comportamento do solo através do recurso a ensaios de campo e em laboratório de geotecnia para caracterizar os solos, de modo a garantir um bom desempenho e assim não afetar as construções novas ou existentes, por exemplo como aterros de estradas, taludes, barragens ou edifícios. Neste caso, as amostras que vão ser ensaiadas e analisadas são as amostras recolhidas de Ossu e de Dili Timor-Leste, cujos locais podem ser consultados nas Figuras 3-1 e 3-2.

3.3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA

No quadro seguinte são apresentados os ensaios de caracterização física dos solos, realizados no âmbito desta dissertação. O Quadro 3-1 mostra ainda os principais documentos normativos referentes a cada um desses ensaios. A sequência detalhada de operações e os equipamentos podem ser encontrados nas normas que, para cada caso, são referidas no Quadro 3-1.

Quadro 3-1– Principais documentos normativos referentes ao ensaios de caracterização física dos solos

| Parâmetro | Método | Documento |
|---|--|---|
| Teor em água | Secagem em estufa Gamadensímetro | ISO/TS 17892-1 |
| | | NP-84(1965) |
| | | ASTM D 2216-98 |
| | | ASTM D 3017-96(01) |
| Peso volúmico | Extrator de amostras Garrafa de areia Gamadensímetro | ISO/TS 17892-2 |
| | | ASTM D 2937-94 |
| | | Esp. LNEC E204-1967 |
| | | ASTM D 2922-96(01) |
| Densidade das partículas sólidas | Picnómetro | ISO/TS 17892-3 |
| | | NP-83(1965) |
| | | ASTM D 854-98(02) |
| Granulometria | Peneiração Sedimentação | ISO/TS 17892-4 |
| | | Esp. LNEC E 239-1970 |
| | | ASTM D 6913-04 |
| | | Esp. LNEC E 196-1966 ASTM D 422-63(02) |
| Índice de vazios máximo | - | ASTM D 4245-83 |
| Índice de vazios mínimo | - | ASTM D 4253-83 |
| Limite de liquidez | Concha de Casagrande Fall-cone test | ISO/TS 17892-12 |
| | | NP-143 (1969) |
| | | ASTM D 4318-89(00) |
| | | BS 1377: 1990 |
| Limite de plasticidade | - | ISO/TS 17892-12 |
| | | NP-143 (1969) |
| | | ASTM D 4318-98(00) |
| | | BS 1377: 1990 |
| Limite de retração | - | |

Este conjunto de ensaios foi realizado no Laboratório de Geotecnia da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), utilizando um dos documentos normativos indicados, como por exemplo a norma ASTM (Designation: D 4318-00), Portuguesa (NP-143) e a norma Europeia (CEN ISO/TS 17892-12:2014), como se detalha de seguida:

- a) Análise granulométrica: utilizaram-se a Norma Portuguesa (NP-143) e a Norma ASTM
- b) Peso volúmico das partículas sólidas: utilizou-se a Norma Portuguesa (NP-143)
- c) Limites de Atterberg: utilizaram-se as normas Portuguesa (NP-143), Europeia (CEN ISO/TS 17892-12:2014) e ASTM.

Em termos dos ensaios de caracterização mecânica, foram realizados os seguintes ensaios:

- a) Ensaio Edométrico (norma de ASTM)
- b) Ensaio de Corte direto (norma de ASTM)

3.3.3. OBJETIVO DESTE PLANO DE ENSAIOS

Os ensaios laboratoriais são os que configuram a caracterização física e a identificação dos solos e consistem na definição da sua composição granulométrica, na determinação dos limites de Atterberg: limite de liquidez (w_L), limite de plasticidade (w_P), do peso específico dos grãos (γ_s) do solo, do teor de água, permitindo a determinação indireta de outros parâmetros como o índice de vazios (e) e o grau de saturação (S). Por outro lado, os ensaios de caracterização mecânica como o ensaio edométrico permitem determinar o coeficiente de consolidação vertical (c_v), o coeficiente de permeabilidade (k), o índice de compressibilidade (C_c) e o coeficiente de compressibilidade (a_v), determinados pelos métodos de Casagrande e Taylor, enquanto que o ensaio de corte direto permite estimar o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão efetiva (c').

3.4. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

O ensaio de análise granulométrica é o processo utilizado para determinar a distribuição do tamanho dos grãos e das partículas finas do solo, e também é para a comparação com o ensaio dos limites de Atterberg e para determinar a graduação do solo. Através dos resultados deste ensaio é possível obter uma curva de distribuição granulométrica que é muito importante para a classificação dos solos, bem como para uma estimativa de determinação de filtros adequados, da permeabilidade, entre outros.

A determinação da granulometria de um solo pode ser por apenas peneiração ou por peneiração e sedimentação, se necessário, designada de granulometria conjunta. Para este trabalho, a análise granulométrica foi efetuada por peneiração e sedimentação (granulometria conjunta).

Antes de começar o ensaio, é necessário determinar o teor em água (w) da amostra que vai ser ensaiada, através da seguinte expressão:

$$w = W_w/W_s \times 100 \% \quad (3.1)$$

em que W_w = peso da água numa amostra de solo e W_s = peso das partículas sólidas numa amostra de solo.

3.4.1. PREPARAÇÃO DA AMOSTRA PARA A ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Das frações que passam no peneiro de 2,00 mm (nº. 10) em ambas as operações de peneiração, pesa-se a fração de amostra selecionada e regista-se o valor obtido como a massa total da amostra. Separa-se então a amostra para ensaio em duas porções por intermédio do peneiro de 2,00 mm (nº.10), desagrega-se a fração retida no peneiro de 2,00 mm, sem reduzir o tamanho das partículas.

Lava-se todo o material fino da fração retida no peneiro 2,00 mm e, depois de segunda peneiração, seca-se na estufa a 105 – 110 C° e pesa-se. Este valor deve ser registado como a massa do material grosso.

Mistura-se cuidadosamente pelo método do esquartelamento ou pelo uso dum repartidor, para se seleccionar o material para a análise granulométrica dos finos, uma porção da amostra com aproximadamente 115 gr no caso de solos arenosos e 65 gr no caso de solos siltosos ou argilosos.

Por vezes, pode haver vantagem em proceder à análise granulométrica por sedimentação utilizando duas tomas diferentes de material como: 100 gr e 50 gr para solos arenosos e 50 gr e 25 gr para solos siltosos ou argilosos como menciona a Especificação LNEC E195 (LNEC, 1966).

É também necessário uma quantidade de material retido no peneiro de 2,00 mm (nº. 10), de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 3-2 - Diâmetro nominal e massa mínima aproximada da fração retida

| Diâmetro nominal das maiores partículas (mm) | Massa mínima aproximada da fração retida no peneiro de 2,00 mm (nº.10) (gr) |
|---|--|
| 9,51 | 500 |
| 19,0 | 1000 |
| 25,4 | 2000 |
| 38,1 | 3000 |
| 50,8 | 4000 |
| 76,1 | 5000 |

3.4.2. GRANULOMETRIA POR PENEIRAÇÃO

A peneiração pode ser manual ou mecânica. Em qualquer caso, os peneiros são submetidos a movimentos de translação e de rotação, cujos sentidos são alternados várias vezes, sem manipulação das partículas ou fragmentos do solo.

O material retido num dado peneiro representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro e inferior à do peneiro precedente. Este material é pesado para averiguar que percentagem representa do peso total da amostra.

O peneiro de malha mais apertada habitualmente empregue é o peneiro n.º 200 da ASTM, cuja malha tem 0,075 mm de lado, dimensão muito próxima da que separa os siltes das areias. Para partículas que passam pelo peneiro n.º 200 a análise granulométrica é, em geral, realizada por sedimentação. Essas partículas, que correspondem, aproximadamente, às frações silte e argila, são designadas por finos do solo.

No Quadro seguinte são apresentadas as aberturas dos peneiros da série ASTM, que se ilustram na Figura 3.3a. A Figura 3.3b mostra uma medição durante o processo de sedimentação.

Quadro 3-3 – Abertura dos peneiros da série ASTM

| Peneiros | 3" | 2" | 1,5" | 1" | 3/4" | 3/8" | n.º4 | n.º10 | n.º20 | n.º40 | n.º60 | n.º80 | n.º140 | n.º200 |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Abertura (mm) | 75.0 | 50.0 | 37.5 | 25.0 | 19.0 | 9.5 | 4.75 | 2.00 | 0.850 | 0.425 | 0.250 | 0.180 | 0.106 | 0.075 |

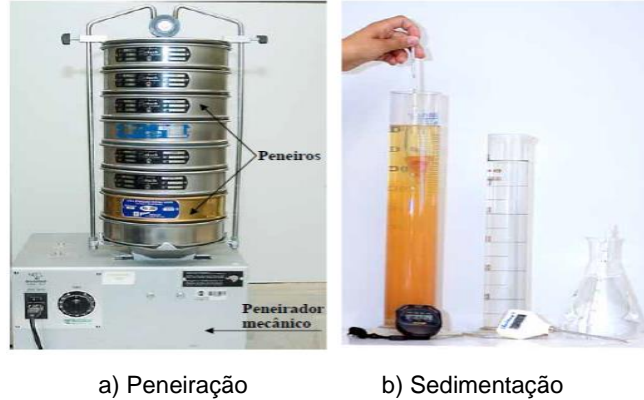


Figura 3-3 – Ensaio de análise granulométrica

Os parâmetros, como diâmetro efetivo, coeficiente de uniformidade, coeficiente de curvatura e teor de finos, podem ser determinados através da análise da curva granulométrica, sendo frequentemente utilizados como critérios a ter em conta aquando da classificação de um solo. O diâmetro efetivo para uma determinada percentagem, por exemplo 10%, ou D_{10} , é obtido pela observação da curva granulométrica em que 10% do peso das partículas sólidas passam num determinado peneiro com uma determinada malha quadrada. Este parâmetro relaciona-se com o coeficiente de permeabilidade do solo, utilizado na caracterização de maciços terrosos.

O coeficiente de uniformidade, C_u , permite inferir a graduação do solo, isto é, a diversidade de classes granulométricas presentes, sendo o valor deste parâmetro tanto maior quanto maior for essa diversidade (ver Equação 3-2). O significado de D_{60} é análogo ao D_{10} referido acima, para 60% de material passado. Se C_u for inferior a 2, diz-se o solo é uniforme ou mal graduado; se for maior que 4 ou 6, diz-se que é bem graduado (Matos Fernandes, 2012). Na prática, o significado deste parâmetro pode ser associado à erodibilidade, por exemplo, um valor de C_u mais baixo corresponderá uma maior erodibilidade do solo, pois a uma maior uniformidade do solo corresponde a uma maior uniformidade na granulometria dos seus grãos que, por sua vez, levará a uma menor densidade das partículas, sendo assim mais facilmente erodido (González de Vallejo et al., 2004).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.2)$$

O coeficiente de curvatura, C_c , relaciona-se com a forma da curva granulométrica e, tal como o coeficiente anterior, permite classificar o solo em termos de graduação (ver Equação 3.3). Se o valor de C_c for maior que 1 e inferior a 3, diz-se que o solo é bem graduado.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (3.3)$$

O resultado da análise granulométrica, por qualquer um dos processos, é representado em forma de gráfico, onde os dados da distribuição granulométrica formam a chamada curva granulométrica do solo.

A análise da geometria da curva granulométrica permite classificar o solo em termos de graduação e calibração. Considera-se um solo bem graduado aquele que apresente uma curva granulométrica com grande abrangência de classes granulométricas e mal graduado quando apresenta uma curva granulométrica mais curta, abrangendo apenas uma ou duas classes granulométricas.

Em termos de calibração, um solo bem calibrado apresenta uma curva granulométrica mais estreita, concentrando-se em apenas uma ou duas classes granulométricas, e um solo mal calibrado apresenta uma curva granulométrica mais ampla como mostra a Figura 3.4. Em termos práticos, num solo bem graduado, é possível criar arranjos de partículas mais densos, isto é, com menos espaços vazios pois as partículas sólidas mais finas preenchem os espaços entre as partículas de maiores dimensões. Desta constatação, resulta que os solos bem graduados apresentam, em regra, índices de vazios mínimos mais baixos do que os solos mal graduados.

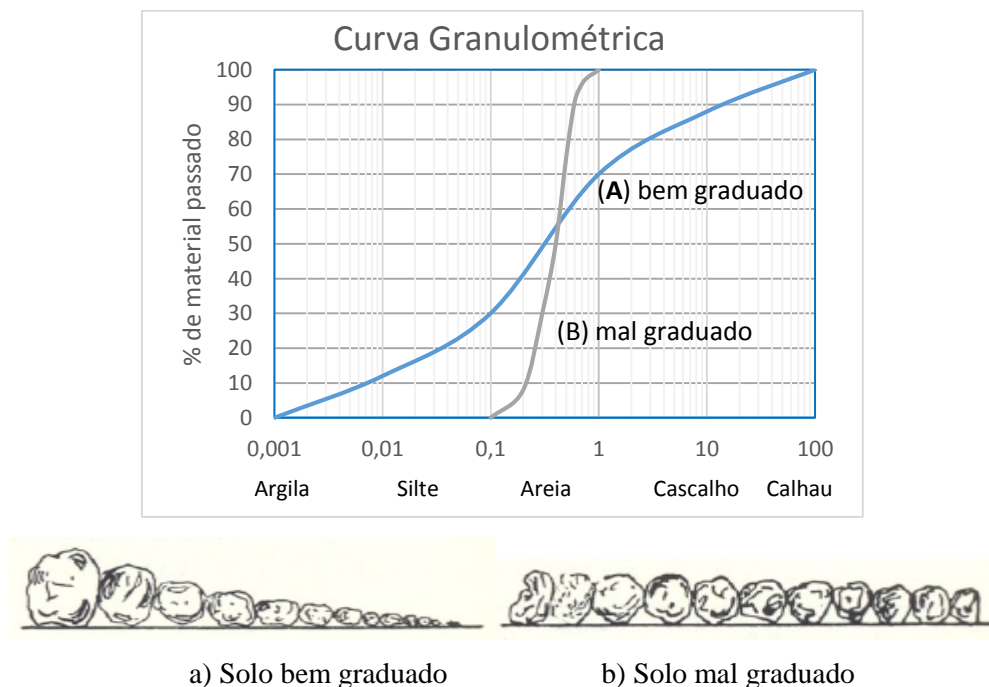


Figura 3-4 – Curva granulométrica

3.4.3. GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO

O processo de sedimentação consiste em misturar o solo (parte da fração passada no peneiro nº.200) com água destilada e observar em seguida o processo de sedimentação das partículas

- a) Peneiração b) Sedimentação

Figura 3-3b, Segundo a lei de Stokes, a velocidade de sedimentação de uma partícula esférica de diâmetro D e peso volúmico γ_s num líquido de viscosidade η e peso volúmico γ_w , para uma aceleração da gravidade g é dada pela expressão (Matos Fernandes, 2012):

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2; \quad n = \frac{e}{1+e}; \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (3.4)$$

O ensaio é feito medindo a densidade do líquido em certos intervalos de tempo. A diferença de densidade medirá a quantidade das partículas que sedimentou ao fim de um certo tempo t , ou seja, a quantidade de partículas que no tempo t percorreu uma certa distância h (distância necessária para ficar fora da influência do bolbo do densímetro). Essas partículas sedimentaram com velocidade $V = h/t$. Conhecendo V , calcula-se por meio da expressão anterior, o respetivo diâmetro, D , construindo-se assim a distribuição granulométrica.

São de referir os aspetos relativamente a este método de sedimentação.

Em primeiro lugar, é essencial que o solo esteja convenientemente desfloculado, isto é, que as partículas estejam separadas umas das outras, evitando-se a formação de “flocos”. Caso tal aconteça, como a velocidade de sedimentação é proporcional ao quadrado do diâmetro, os flocos sedimentarão muito mais depressa, produzindo uma distribuição granulométrica errónea. A defloculação é conseguida adicionando à mistura água-solo determinados produtos químicos designados por antifloculantes (metafosfato de sódio, por exemplo).

Em segundo lugar, a lei de Stokes aplica-se a partículas esféricas. Uma vez que muitas das partículas mais pequenas (precisamente aquelas cujas dimensões são determinadas usando o processo de sedimentação) têm em geral uma forma muito diferente de esférica, o que acaba por ser determinado pelo processo de sedimentação não é verdadeiramente o diâmetro da partícula, mas o diâmetro equivalente, ou seja, o diâmetro de uma esfera do mesmo material que a partícula e que sedimenta com a mesma velocidade desta (Matos Fernandes, 2012).

3.4.3.4 Processo de cálculo da sedimentação

De acordo com a Especificação LNEC NP-83 (LNEC, 1965), calcula-se a correção da temperatura C_T por meio da expressão 3.5 a partir das leituras diretas do densímetro (Figura 3.3.b), as leituras corrigidas dos efeitos do menisco, do antifloculante e da temperatura, (L_c).

$$L_c = L_s + C_m - C_a + C_T \quad (3.5)$$

em que

L_s = leitura direta feita na parte superior do menisco

C_m = correção do menisco

C_a = correção do antifloculante

C_T = correção da temperatura

Calcula-se a percentagem de partículas de diâmetro inferior a D_r , referida à massa seca do solo usado na sedimentação:

$$nD = \left(\frac{100000}{mb} \times \frac{G}{G-1} \right) \times (L_c - 1) \quad (3.6)$$

em que

G = densidade das partículas, calculado de acordo com a norma NP-83

m_b = massa seca do solo usado na sedimentação

L_c = leitura do densímetro corrigida

Calcula-se a percentagem de partículas de diâmetro inferior a D_r referida à massa total da amostra:

$$N_D = n_D \frac{100 - N'10}{100} \quad (3.7)$$

em que

N_D = percentagem calculada em equação 4.3.

$N'10$ = calculada da percentagem do material retido no peneiro de 2,00 (nº. 10) é :

$$N'10 = \frac{m10}{mt} \times 100 \quad (3.8)$$

O cálculo do diâmetro D das partículas corresponde as percentagens n_D e N_D , referidos nas equações 3.6 e 3.7, dado em milímetros, pela expressão da lei de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{30\mu Zs}{980(G - G_1)^t}} = K \sqrt{\frac{Zs}{t}} \quad (3.9)$$

em que

μ = viscosidade da água, em poises (dependente da temperatura)

G = densidade das partículas

G_1 = densidade do meio de suspensão (pode tomar-se igual a 1000)

Zs = profundidade efetiva (distancia do nível pulsão do densímetro), em centímetros, calculada como:

$$Zs = Hs + \frac{1}{2} \left(h - \frac{V}{A} \right) \quad (3.10)$$

3.4.4. GRANULOMETRIA POR DIFRAÇÃO DOS RAIOS LASER

O princípio da difração dos raios laser é aplicada quer no laboratório para medição da granulometria de materiais granulares constituídos por partículas muito finas, como o cimento. Este processo também é usado na sua moagem, comandando o funcionamento do moinho de bolas, de modo a obter uma determinada granulometria para o cimento. Assim, o ensaio de granulometria do solo fino ou argila é idêntico à análise granulométrica do cimento. O processo de ensaio e o aparelho para análise da granulometria da fração fina dos solos serão apenas sucintamente descritos neste ponto.

Para a análise granulométrica através de difração de raios laser, dispõe-se de dois parâmetros: a intensidade luminosa difratada e o raio dos anéis de Airy, parâmetro que depende do número de grãos e do seu diâmetro. Os anéis de Airy apenas são observáveis quando os grãos todos têm o mesmo diâmetro. Quando têm diâmetros diferentes a figura de difração é a sobreposição de imagem de Airy correspondente a cada diâmetro. Esta figura não tem já a estrutura de anéis, mas a sua intensidade luminosa diminui regularmente com a distância ao centro. A partir da análise desta curva de variação de intensidade pode-se obter, por tratamento matemático, a distribuição granulométrica da amostra observada.

No aparelho para determinação granulométrica por meio de dois raios de luz obtida por emissão estimulada, um sistema ótico fornece um feixe paralelo desta luz, com 2 a 3 cm de diâmetro, vermelha, com comprimento de onda de $0,63 \mu\text{m}$, obtida a partir do hélio-néon, conforme se esquematiza na Figura 3-5. A amostra de solo a analisar, bem dispersa em água, é colocada entre duas lâminas de vidro, de faces paralelas, distantes entre si em 1 mm, dispostas na direção normal ao feixe luminoso.

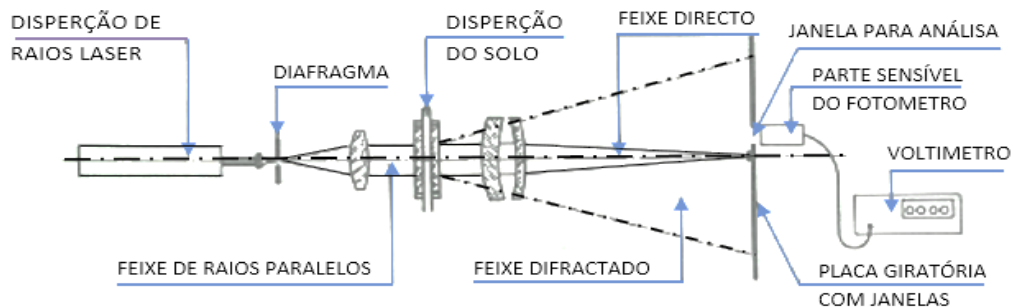


Figura 3-5 – Esquema do aparelho de laser para avaliação da granulometria (Sousa Coutinho, 1988)

3.5. LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU DE ATTERBERG

Os limites de consistência ou de Atterberg são um conjunto de valores, correspondentes a diferentes teores em água, para os quais se podem distinguir quatro zonas de diferente comportamento do solo, que são (por ordem decrescente do teor em água): o limite de liquidez w_L , o limite de plasticidade w_p e o limite de retração w_s .

3.5.1. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ

A determinação do limite de liquidez foi utilizada seguindo duas normas, a norma Europeia e a norma ASTM, e através de dois métodos do ensaio, o método de Casagrande e o fall-cone test.

3.5.1.1 Método da Concha de Casagrande

Para aplicação do método da concha de Casagrande, começa-se por colocar uma pasta de solo na chamada concha de Casagrande como mostram as Figura 3-6 e Figura 3-7a. Com uma peça especificamente desenhada para o efeito (o riscador) é executado um sulco, separando o solo em duas metades. Em seguida, com o mecanismo próprio da concha, esta é repetidas vezes afastada da plataforma de base e deixada cair sobre a mesma.

O limite de liquidez, w_L , é considerado como o valor de teor em água para o qual após 25 pancadas o sulco central é considerado ao longo de uma distância de meia pelegada (12,7 mm). O valor de w_L é determinado por interpolação entre diversos ensaios (quatro na Norma Portuguesa, e na Norma ASTM) em que o fecho do sulco se verifica para um número de pancadas abaixo e acima de 25, sendo aquele

número representado em abcissas, em escala logarítmica, e o teor em água em ordenada, em escala aritmética (Matos Fernandes, 2012).



Figura 3-6 – Aparelho de Casagrande com riscadores e espátula.

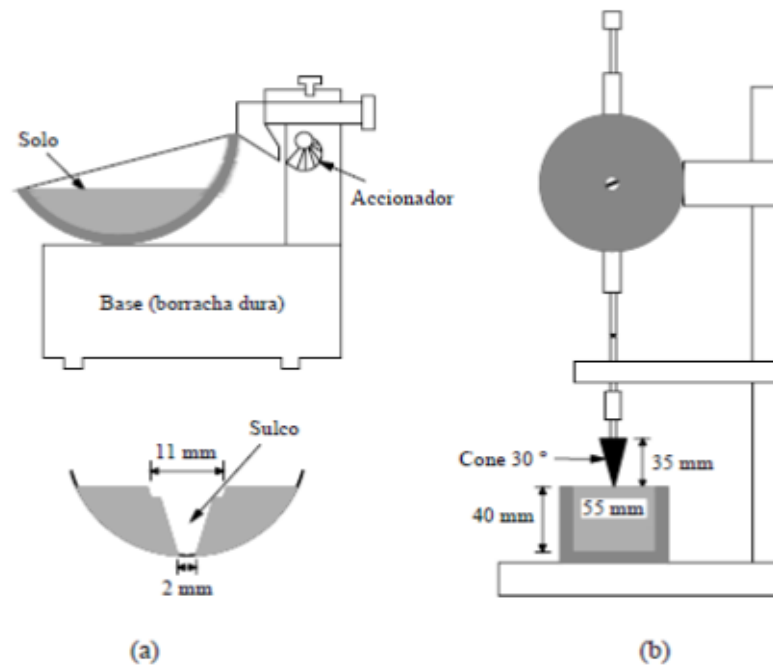


Figura 3-7 - Equipamento para determinar o limite de liquidez: a) Concha de Casagrande; b) Fall-cone test (Matos Fernandes, 2012)

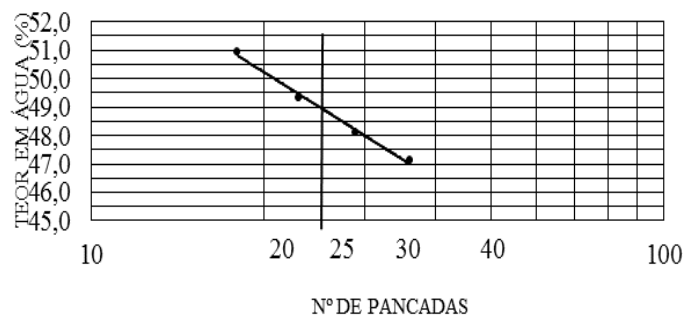


Figura 3-8- Diagrama do Limite de liquidez com concha de Casagrande

3.5.1.2 Método da Queda De Cone (Fall-Cone Test)

O aparelho do ensaio de Fall-Cone consiste num cone metálico (com um ângulo de vértice do cone de 30° e uma massa de 80 g) com 35 mm de comprimento ligado a uma haste metálica vertical, que pode ser fixa ou deixada deslizar Figura 3.7 b. Uma pasta de solo ou colocada num copo cilíndrico metálico e nivelada de modo que a sua superfície superior coincida com o plano do bordo do copo. O cone e a haste são colocados de modo que o vértice daquele fique adjacente à superfície do solo. Em seguida o conjunto é deixado cair por um período de 5 segundos, provocando a penetração do cone na pasta de solo. Na prática realizam-se diversos ensaios (no mínimo cinco na Norma Europeia, CEN ISSO/TS 17892-12), cujos resultados são representados num diagrama marcando em abcissas a penetração e em ordenadas o teor em água e traçando a reta que melhor ajusta os resultados. O limite de liquidez é considerando o valor do teor em água para o qual a penetração do cone é de 20 mm, como se indica na Figura 3.9

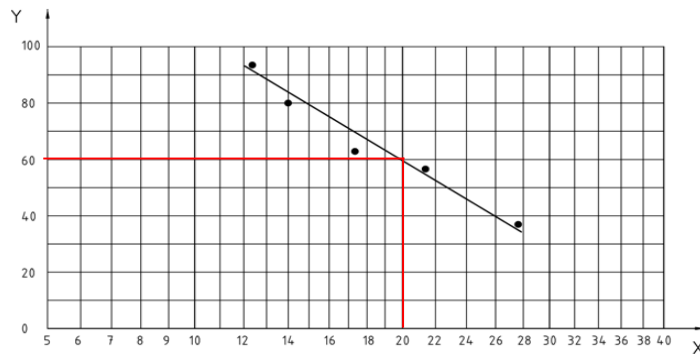


Figura 3-9 - Diagrama do Limite de Liquidez com *Fall-cone test*

3.5.2. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE

Prepara-se uma pasta de solo, moldado a partir dela quatro amostras em bolinhas (na Norma Portuguesa) de forma esférica e de volume semelhante. Pega-se em cada uma das amostras e rola-se entre a palma da mão e uma placa de vidro de modo a formar um “rolinho”, ou seja, um cilindro com cerca de 3 mm de diâmetro como mostra na Figura 3.10. Quando o filamento atinge este diâmetro, volta-se a formar a esfera e a rolá-la de novo de modo a formar o filamento com o diâmetro acima indicado.

Estas operações são repetidas até que, por progressiva secagem da amostra, o filamento se quebra em vários fragmentos quando atingir 3 mm de diâmetro. Convencionou-se que o teor em água da amostra nesse instante é considerado o limite de plasticidade, w_p . O valor correto de w_p é obtido a partir da média do teor em água determinado nestas condições para as quatro amostras preparadas (segundo Matos Fernandes, 2012).



Figura 3-10- Ensaio do Limite de Plasticidade

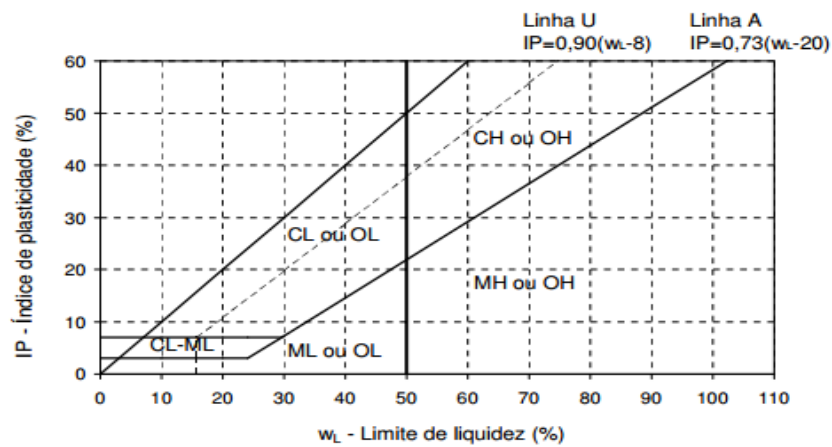


Figura 3-11 – Carta de plasticidade

3.5.3. ÍNDICES DE LIQUEDEZ, DE CONSISTÊNCIA E DE PLASTICIDADE

Aos limites de Atterberg estão associados outros parâmetros que permitem classificar os solos finos: índice de liquidez, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas. O índice de liquidez (I_L) e o índice de consistência (I_C) fornecem indicações relativamente à consistência do solo, podendo ser matematicamente relacionáveis, e ambos comparam os limites determinados em ensaio com o teor em água natural do solo (ver Equações 3.11 e 3.12). Embora de forma inversa, os dois índices permitem inferir a consistência de um solo (Sousa, 2011). O índice de consistência permite ainda classificar os solos argilosos quanto à consistência, como se pode ver no Quadro 3.4.

$$\text{Índice de liquidez } (I_L): \quad I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = 1 - I_C \quad (3.11)$$

$$\text{Índice de consistência } (I_C): \quad I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (3.12)$$

Quadro 3-4 - Classificação de solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2012).

| Argila | Índice de consistência (I_c) |
|------------|----------------------------------|
| Muito mole | 0.0 – 0.25 |
| Mole | 0.25 – 0.50 |
| Média | 0.50 – 0.75 |
| Rija | 0.75 – 1.00 |
| Dura | >1.00 |

O índice de plasticidade (I_p) permite classificar os solos quanto à sua plasticidade ver Equação 3.13 e Quadro 3.5, sendo mais plásticos quanto mais elevado for o valor do índice, e indicia as granulometrias presentes: por exemplo, solos com índice elevado são predominantemente argilosos, ao passo que um índice baixo remete para um solo com muito pouco ou sem silte ou argila.

Índice de plasticidade, I_p :

$$I_p = w_L - w_P \quad (3.13)$$

Quadro 3-5 - Classificação dos solos enquanto à plasticidade (adaptado de Sousa, 2011)

| Índice de Plasticidade (I_p) | Classificação | Observação |
|----------------------------------|--------------------|------------------------------------|
| 0 - 0.3 | Não plástico | Impossível de quebrar com os dedos |
| 4 - 6 | Baixa plasticidade | Difícil de quebrar com os dedos |
| 7 - 15 | Média plasticidade | Exige maior pressão dos dedos |
| 16 - 35 | Plástica | Quebra com pressão leve dos dedos |
| >35 | Alta plasticidade | Escorre pelos dedos da mão |

3.6. ATIVIDADE DAS ARGILAS

A grandeza de teor em água que o solo assume quando acaba de sedimentar tende a crescer com: i) a atividade química do mineral (ou dos minerais) de argila presente no solo; ii) com a fração de argila. Compreende-se que o mesmo se passe que com o limite de liquidez quer com o índice de plasticidade (Matos Fernandes, 2012). Foi precisamente isto que Skempton (1953) constatou, conforme mostram os resultados que se apresentam na Figura 3-12.

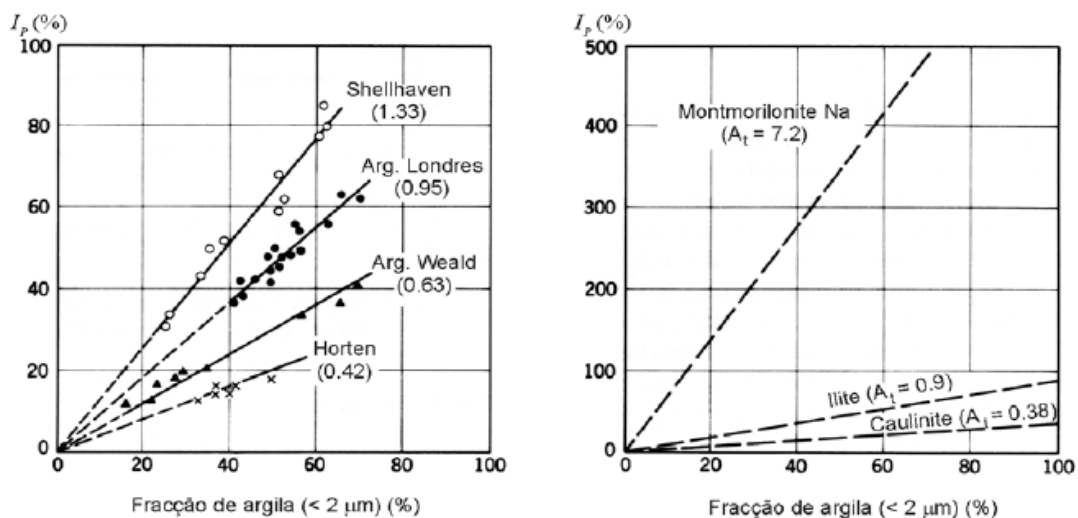


Figura 3-12 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)

Desta abordagem, surgiu o conceito de atividade das argilas, que reflete a proporcionalidade entre o índice de plasticidade e a fração de argila. De fato, o declive das retas obtidas é uma evidência da influência do mineral de argila, ao qual se dá o nome de atividade de argila presente no solo:

$$A_t = \frac{Ip}{\% < 2\mu m} \quad (3.14)$$

Quadro 3-6 – Classificação das argilas quanto à atividade (Matos Fernandes, 2012)

| Argila | At (Atividade) |
|-------------|----------------|
| Pouco Ativa | < 0.75 |
| Normal | 0.75 - 1.25 |
| Muito Ativa | > 1.25 |

3.7. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS (Gs)

O peso específico ou a densidade das partículas sólidas (ou dos grãos) é uma característica dos sólidos e é calculado pela relação entre o peso das partículas sólidas (não se considerando o peso da água) pelo volume ocupado pelas partículas sólidas (sem a consideração do volume ocupado pelos vazios do solo).

Para este ensaio, o método de determinação da densidade das partículas sólidas, normalizado pela norma portuguesa NP-83: Determinação da densidade das partículas de 1965, consiste em, após peneiração do solo com o peneiro ASTM nº4 e seguida da reserva dos constituintes mais finos, colocar as partículas em água destilada, variando a temperatura e, consequentemente, a densidade da água (NP-83, 1965; Matos Fernandes, 2012). Após registos dos valores de temperatura e massas do picnómetro e provete, obtém-se a densidade das partículas sólidas através do “quociente da massa dum dado volume dessas partículas à temperatura do ensaio, pela massa de igual volume de água destilada à temperatura de 20°C” (in: NP-83, 1965). Neste ensaio é necessário ter em atenção a variação de densidade dos solos no intervalo de temperatura de 105°C a 110°C e, aquando a análise de um solo argiloso contendo humidade natural, deve-se dispersar o provete em água, recorrendo a um agitador mecânico (NP-83, 1965).

Considera-se a situação esquematizada na Figura seguinte e admite-se que o volume ocupado pelas partículas sólidas $V_s = 1$. Atendendo às definições apresentadas na Figura 3-13 é fácil concluir então que $V_v = e$ e $V_w = Se$.

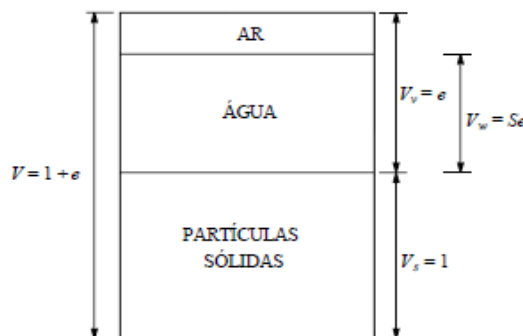


Figura 3-13 - Três fases do solo com os respetivos pesos e volumes

Com esta situação e das definições do quadro anterior podem deduzir-se algumas expressões de interesse prático (Matos Fernandes, 2012):

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e}; n = \frac{e}{1+e}; e = \frac{n}{1-n} \quad (3.15)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\gamma_w V_w}{\gamma_s V_s} = \frac{\gamma_w S_e}{\gamma_s G} = \frac{S_e}{G}; Gw = Se \quad (3.16)$$

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{\gamma_s V_s + \gamma_w V_w}{1+e} = \frac{\gamma_s + \gamma_w S_e}{1+e} = \frac{\gamma_s + \gamma_w Gw}{1+e} = \frac{\gamma_s + \gamma_s w}{1+e}; \gamma = \gamma_s \frac{1+w}{1+e} \quad (3.17)$$

$$\gamma_d = \frac{V_s}{V} = \frac{\gamma_s}{1+e} = \frac{\gamma_s}{1+e}; \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (3.18)$$

$$\text{Peso volúmico das partículas sólidas (Gs): } Gs = \frac{W_s}{V_s} \quad (3.19)$$

3.8. ENSAIO EDMÉTRICO

O ensaio do edómetro tem por objetivo a determinação experimental das características do solo que interessam à determinação dos assentamentos provocados pela consolidação.

Na engenharia civil, o conhecimento das características dos solos é muito importante, como cargas máximas admissíveis, deformações, compacidade, etc. O ensaio Edométrico tem por objetivo estudar o comportamento de estratos confinados de argila não saturado. Para tal, aplicam-se as cargas verticais durante pelo menos 24 h (cada uma por escalão) que são: 3 kPa, 6 kPa, 12 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa, 3200 kPa e 6400 kPa. Através deste ensaio, é possível determinar a velocidade e o valor dos assentamentos devido à variação de volume do solo. Este ensaio permite a determinação dos assentamentos através dos parâmetros, como: o coeficiente de consolidação vertical (c_v), índice de compressibilidade (C_c), índice de recompressibilidade, (C_R), coeficiente de compressibilidade, (a_v), índice de vazios (e), determinados pelos métodos de Casagrande e Taylor, do teor de água (w) e da expansibilidade linear, coeficiente de compressibilidade volumétrico (m_v) e ainda o coeficiente de permeabilidade da amostra sob diversos níveis de carga, ou seja, de escalão.

3.8.1. PASSOS DO ENSAIO

Primeiramente, antes de iniciar o ensaio, é necessário verificar se todos os componentes do equipamentos e matérias estão em condições, em seguida:

- Medir o diâmetro interno do anel até uma precisão de 0,1 mm em duas direções em ângulo reto, o diâmetro médio é designado por D (mm);
- Medir a altura do anel em diferentes pontos até uma precisão de 0,01 mm, o valor médio é arredondado aos 0,1 mm e corresponde à altura inicial da amostra (h_1)

- c). Pesar o anel até 0,01 gr;
- c). Introduzir o anel sobre o solo e talhar a amostra dentro do anel;
- d). As aparas feitas, contíguas à amostra do ensaio são colocados numa ou mais cápsulas para determinar o teor em água inicial (w_i), algum do material aparado pode ser usado para determinar a densidade das partículas sólidas.
- e). Pesar o anel com amostra;
- f). Montar a amostra na caixa de consolidação (ver Figura 3-14);
- g). Ajustar todo o equipamento;
- h). Saturar a amostra, juntar água à temperatura ambiente à célula, de forma a que a amostra e o disco poroso superior fiquem completamente submerso e deixar alguns dias para saturar;
- i). Colocar o 1º incremento de carga;
- j). A pressão inicial deve ser apropriada ao tipo de solo, sendo sugeridos como guia geral de trabalho os valores dados no Quadro 3-7. Devem ser colocados pesos nos suportes sistematicamente. O suporte de pesos principal (de baixo) é destinados aos pesos maiores e o superior para peso menores.

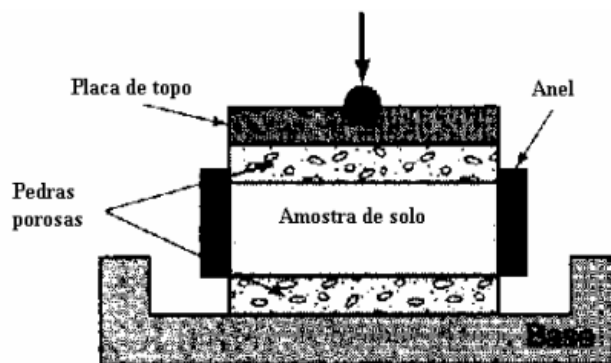


Figura 3-14– Equipamento do ensaio edométrico

Quadro 3-7 - Valores sugeridos como guia geral de trabalho

| Consistência do solo | Pressão inicial |
|----------------------|--|
| Rijo | Igual a σ'_0 . A pressão mais próxima na sequência de carga padrão pode ser usada de acordo com a conveniência, (ver Quadro 3-8). |
| Firme | Algo menor que σ'_0 , ou a mais próxima na sequência de carga padrão |
| Mole | Consideravelmente menor que σ'_0 , cerca de 20 kPa ou menor. |
| Muito Mole | Muito baixa; 6 ou 10 kPa. |

Quadro 3-8 – Escalão de cargas

| Pressão (kPa) | 3 | 6 | 12 | 25 | 50 | 100 | 200 | 400 | 800 | 1600 | 3200 | 6400 |
|-----------------|------|------|------|----|----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|
| Peso total (kg) | 0.12 | 0.24 | 0.48 | 1 | 2 | 4 | 8 | 16 | 32 | 64 | 128 | 2 |

3.8.2. REGISTO DAS LEITURAS DOS ENSAIOS

O ensaio pode ser feito observando as leituras do micrómetro e do cronómetro, e registando as leituras numa folha de ensaio de consolidação nos intervalos de tempo seleccionados. Os intervalos convenientes são os que são dados na metade esquerda do Quadro 3-9, sendo que estes são intervalos aproximadamente iguais numa escala logarítmica de tempo. Os valores correspondentes à raiz quadrada do tempo (minutos) também estão incluídos, e se estes estiverem marcados na folha do ensaio, poderão facilitar o traçado o gráfico do assentamento/raiz quadrado do tempo. Uma série de intervalos de tempo alternativos, que permite intervalos iguais numa escala de raiz quadrada de tempo, é dada na metade direita do Quadro 3-9. Mas na prática, estes intervalos de tempo são menos fáceis de lembrar, e o traçado numa base logarítmica do tempo é mais difícil do que com outras séries.

No fim do dia registar as 8h de leitura ou tão próximo quanto possível. Registar as 24h de leituras no dia seguinte. O tempo exato de leitura não é crítico, especialmente depois da primeira hora, desde que o tempo real também seja registado de forma a que o verdadeiro tempo possa ser traçado.

Quadro 3-9 – Intervalos de tempo para registo das leituras dos assentamentos

| Intervalos na escala logarítmica do Tempo | | | | Intervalos na escala $\sqrt{\text{Tempo}}$ | | |
|---|---------|-----|------------|--|------|------------|
| (h) | t (min) | (s) | \sqrt{t} | t (min) | (s) | \sqrt{t} |
| | 0.167 | 10 | 0.409 | 0.09 | 5.4 | 0.3 |
| | 0.25 | 15 | 0.5 | 0.25 | 15 | 0.5 |
| | 0.5 | 30 | 0.707 | 0.49 | 29 | 0.7 |
| | 1 | 60 | 1 | 1 | 60 | 1 |
| | 2 | 120 | 1.41 | 2.25 | 135 | 1.5 |
| | 4 | 240 | 2 | 4 | 240 | 2 |
| | 8 | 480 | 2.83 | 9 | 540 | 3 |
| | 15 | | 3.37 | 16 | 960 | 4 |
| ½ | 30 | | 5.48 | 25 | 1500 | 5 |
| 1 | 60 | | 7.75 | 36 | 2160 | 6 |
| 2 | 120 | | 10.95 | 64 | | 8 |
| 4 | 240 | | 15.49 | 90.5 | | 9.5 |
| 8 | 480 | | 21.91 | 121 | | 11 |
| 24 | 1440 | | 37.95 | 240 | | 15.5 |
| 28 | 1680 | | 41.0 | 484 | | 22 |
| 32 | 1920 | | 43.8 | 1444 | | 38 |
| 2 dias | 2880 | | 53.7 | | | |
| 3 dias | 4320 | | 65.7 | | | |
| 4 dias | 5760 | | 75.9 | | | |
| 5 dias | 7200 | | 84.8 | | | |
| 6 dias | 8640 | | 92.9 | | | |
| 7 dias | 10080 | | 100.4 | | | |

Registar as leituras do micrómetro em função do tempo a uma escala logarítmica, como mostra a Figura 3.15 a). Um diagrama de leituras do micrómetro contra o de raiz quadrado do tempo como mostra a Figura 3.15b também deve ser traçado numa folha separada.

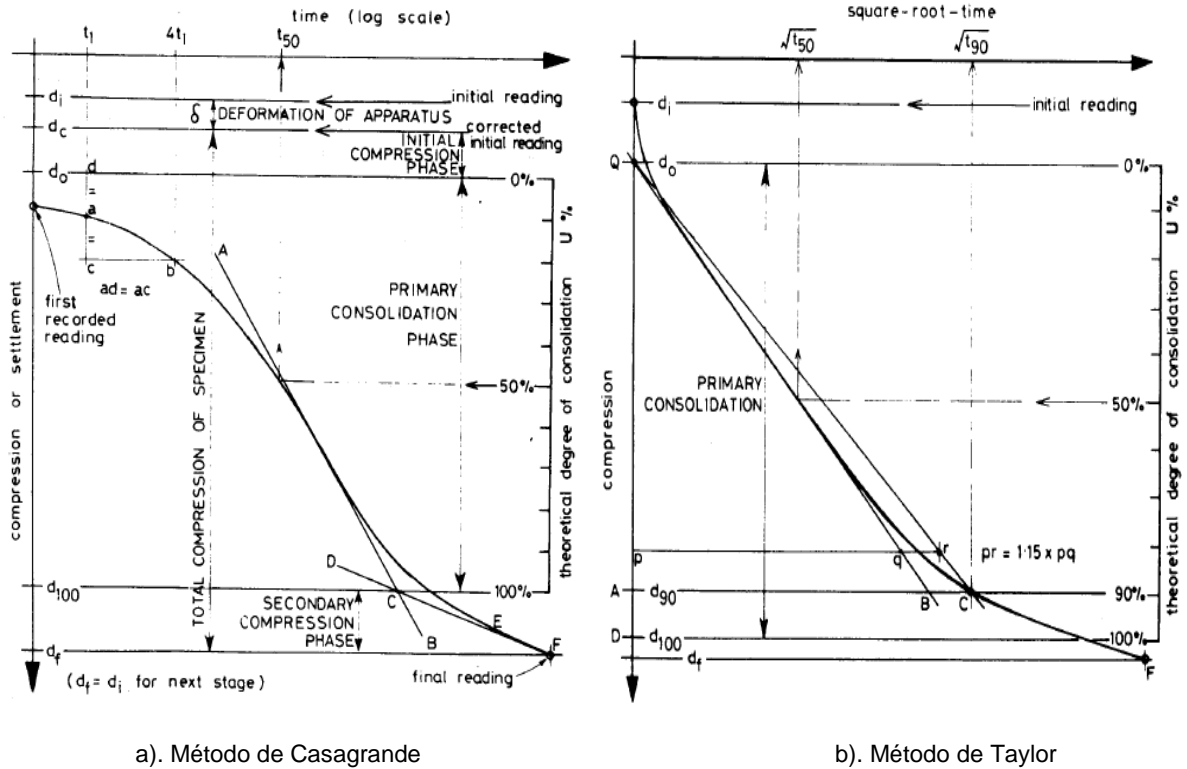


Figura 3-15 - Curva altura da amostra, em função da raiz quadrada do tempo, e escala logarítmica por método de Casagrande e Taylor (Head, 1994).

3.8.3. MÉTODO DE CASAGRANDE

No método de Casagrande para determinação do coeficiente de consolidação c_v , os resultados são representados marcando em abcissas o logaritmo do tempo e em ordenadas os deslocamentos verticais registados no transdutor ligado ao topo da amostra. A Figura 3-16 seguinte mostra o aspeto do gráfico referente à evolução de acordo com a teoria de Terzaghi, sendo que em a) que mostra uma curva teórica, e b) Correspondente aos resultados de um ensaio real. Na curva teórica pode verificar-se que a intersecção da assíntota com a tangente à parte central da curva coincide com o ponto correspondente a um grau de consolidação de 100 %.

Tendo este facto em atenção, o procedimento para a determinação de c_v a partir de um diagrama experimental como a da Figura 3-16 b, consiste nos seguintes passos (Matos Fernandes, 2012):

- a). Traçar duas retas tangentes ao diagrama experimental, uma à parte intermédia do mesmo (no ponto de inflexão) e outra ao troço final retilíneo; por analogia com o que ocorre com a curva teórica, o ponto de intersecção das duas tangentes corresponde ao fim da consolidação ($\bar{U}_z = 100\%$).
- b). a parte inicial da curva é corrigida de modo a eliminar os assentamentos imediatos, determinando dessa forma o “verdadeiro” assentamento inicial s_0 , registo correspondente a $\bar{U}_z = 0$; tendo em conta que para $\bar{U}_z < 60\%$ o grau de consolidação é muito aproximadamente proporcional à raiz quadrada de t , tomando dois instantes t_A e $t_B = 4t_A$ na parte inicial do processo de consolidação, deve obter-se a $\Delta h_B = 2\Delta h_A$; desta forma, o valor corrigido de Δh ($\bar{U}_z = 0$) obtém-se marcando uma distância para cima de Δh_A igual aquela que no gráfico separa Δh_B de Δh_A ;
- c). determina-se em seguida:

$$\Delta h(\bar{U}_z = 50\%) = [\Delta h(\bar{U}_z = 0) + \Delta h(\bar{U}_z = 100\%)]/2 \quad (3.20)$$

e a abcissa respetiva, t_{50} ;

d). para $\bar{U}_z = 50\%$, o valor teórico de T vale **0,197** ver QUAD. D.4 em anexo; sendo conhecida a altura inicialmente da amostra, $2H$, virá então que:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} = \frac{0.179 H^2}{t_{50}} \quad (3.21)$$

Os valores do t_{50} encontra-se no quadro seguinte.

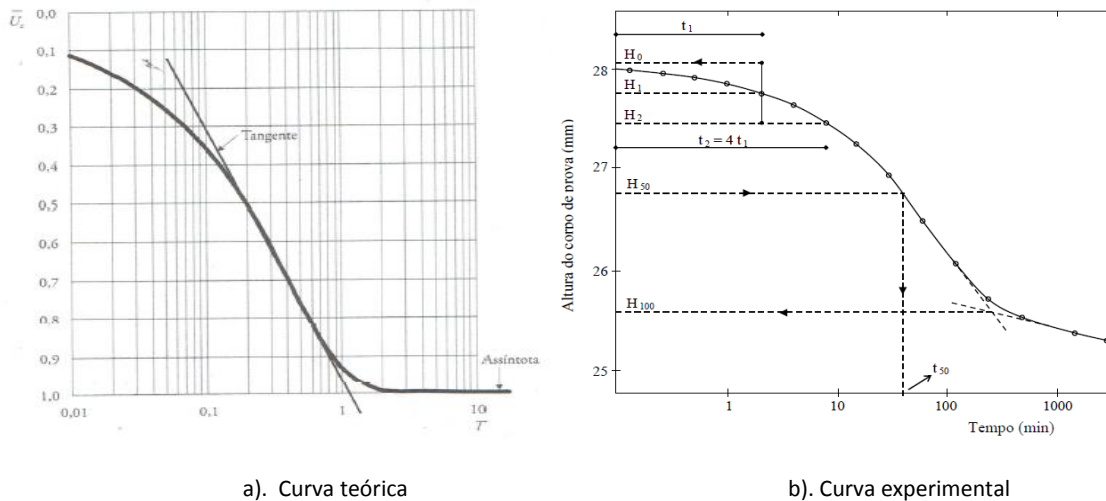


Figura 3-16 – Curvas de determinação de C_v pelo método de Casagrande

3.8.4. MÉTODO DE TAYLOR

No método de Taylor para a determinação de c_v , os resultados são representados marcando em abcissas a raiz quadrado do tempo e em ordenadas os deslocamentos verticais registados no transdutor ligado ao topo da amostra (logo os assentamentos). A Figura 3-16a mostra o aspeto do gráfico correspondente a teoria de Terzaghi (note-se que T é proporcional ao tempo real e \bar{U}_z é proporcional ao assentamento em cada instante), enquanto a Figura 3-16b) mostra resultado de um ensaio real. É de notar que o tramo inicial do diagrama teórico é praticamente retilíneo (dado que, como mostra a Figura 3-17 a), a curva que relaciona T e \bar{U}_z é, no seu início, muito aproximadamente uma parábola cujo eixo é paralelo ao eixo das abcissas). A Figura 3-17 b) mostra duas retas, uma (OB) que corresponde a tangente ao diagrama no seu tramo inicial e outra (OC) que une a origem com o ponto do diagrama cuja ordenada vale $\bar{U}_z = 90\%$. As abcissas dos pontos B e C (ambos com ordenada $\bar{U}_z = 90\%$) estão relacionadas da forma que a figura indica (ou seja, a abcissa de C é 1,15 vezes a de B). Tendo este facto em atenção, o procedimento para a determinação de C_v a partir de um diagrama experimental como o da Figura 3-17 a e b consiste no seguinte (Matos Fernandes, 2012):

- Traçar uma reta tangente ao tramo retilíneo do diagrama experimental e uma outra cujas abcissas sejam 1,15 vezes superiores a primeira;
- a intersecção da segunda reta com o diagrama experimental permite determinar o ponto correspondente a $\bar{U}_z = 90\%$, logo o valor de t_{90} ;
- para $\bar{U}_z = 90\%$, o valor teórico do T vale 0,848 ver QUAD. D.4 em anexo; sendo conhecida a altura inicial de amostra, $2H$, virá então que:

$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}} = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (3.22)$$

É de notar que o prolongamento do tangente ao diagrama experimental intersecta o eixo das ordenadas num ponto de ordenada não nula (em regra positiva).

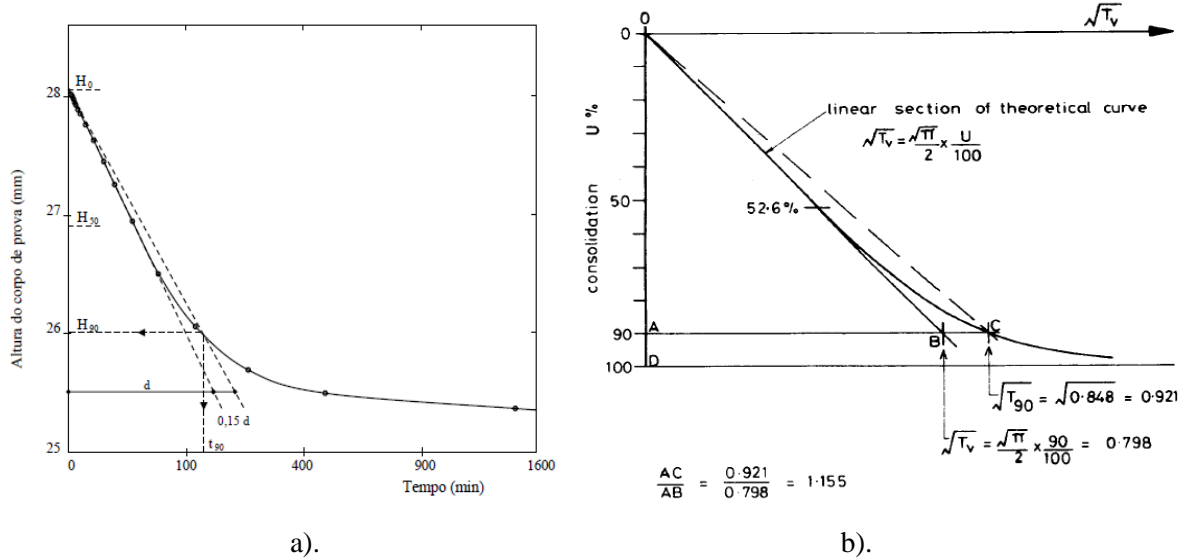


Figura 3-17 - Curva altura da amostra, em função da raiz quadrada do tempo, para o cálculo do coeficiente de consolidação pelo método de Taylor.

As relações tensão-deformação volumétricas são muito semelhantes nas compressões isotrópicas e edométricas. Compressão isotrópica só muito raramente se encontra na natureza. Além disso, é tecnicamente muito mais fácil executar em laboratório uma compressão em confinamento (ensaio edométrico) do que isotrópico (implica controlo das tensões laterais). Por essa razão, as características de compressibilidade são geralmente estudadas pelos resultados dos ensaios edométricos. A representação das relações tensão deformação (axial e volumétrica) faz-se de três formas:

a. Relação entre a variação do índice dos vazios e a variação do logaritmo de tensão aplicada. Desta curva obtém-se o índice de compressibilidade:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log p'} = \frac{e_1 - e_2}{\log p'_2 - \log p'_1} \quad (3.23)$$

b. Relação entre a variação do índice de vazios e a variação das tensões aplicadas. Desta curva obtém-se o coeficiente de compressibilidade.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \quad (3.24)$$

c. Relação entre a variação da deformação volumétrica (deformação axial) e a variação de tensão aplicada. Desta curva obtém-se o coeficiente de compressibilidade volumétrica:

$$mv = \frac{1}{1 + e_0} av \quad (3.25)$$

3.8.5. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO PELA CONSTRUÇÃO EMPÍRICA DE CASAGRANDE

Para estimar o valor da tensão de pré-consolidação, é usual utilizar o método proposto por Casagrande, esquematizado na figura seguinte:

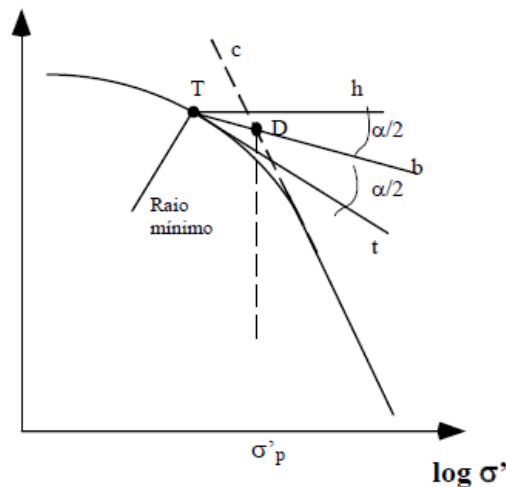


Figura 3-18– Construção de Casagrande para a avaliação da tensão de pré-consolidação (σ'_p)

A construção consiste no seguinte:

- Localizar o ponto da curva **e-log $\sigma'_v - e$** de mínimo raio de curvatura **T**.
- Traçar uma linha horizontal **h** e uma tangente **t** à curva.
- Traçar um ângulo com uma linha **b** entre linha **h** e **t** com dois ângulos iguais.
- Prolongar a parte reta da curva linha **t** até intercetar linha **b**.
- A abscissa do ponto **o** onde a linha **c** interceta a linha **b**, dá o valor da tensão de pré-consolidação.

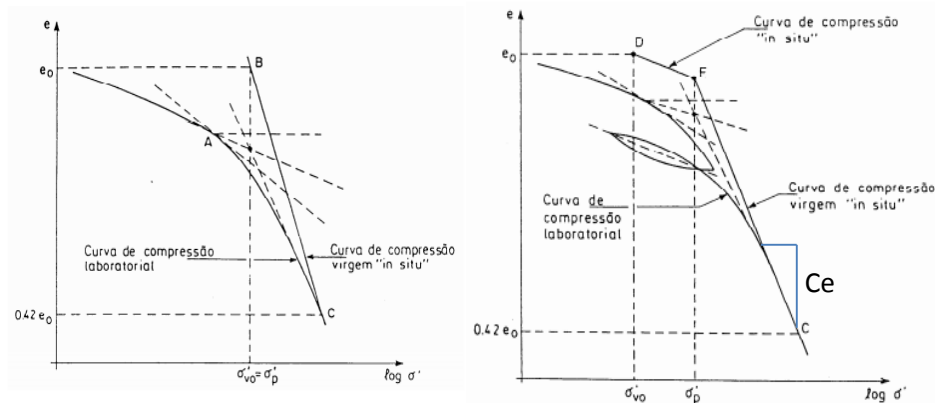
Tratamento das curvas **log $\sigma' - e$** e pela construção empírica de Schmertman para solos normalmente consolidados. Esta construção tende de ser precedida pela determinação de σ'_p .

Caso $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ (solo normalmente consolidado), como mostra a Figura 3-19a):

- Marca-se o ponto B de coordenadas ($\log \sigma'_{v0} - e_0$);
- Determina-se o ponto C da curva laboratorial para um índice de vazios igual a $0,42 e_0$;
- A curva de compressibilidade corrigida (ramo virgem) com a semi-reta BC ou a recta BC é a curva de compressão virgem “in situ”.

Caso $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$ (solo sobre consolidado), como mostra a Figura 3-19b):

- marca-se o ponto D de coordenadas (e_0 , $\log \sigma'_0$);
- determina-se σ'_p a partir da construção de Casagrande;
- traça-se, a partir de D, uma paralela à recta definida pelos troços de descompressão e de recompressão, até intercetar o valor de σ'_p ;
- a recta DE é a curva de recompressão “in situ” com inclinação C_e ;
- determina-se o ponto C da curva laboratorial para um índice de vazios igual a 0,42 (e_0);
- a recta EC é a curva de compressão “in situ”.



a). Para solo normalmente consolidados

b). para solo sobreconsolidados

Figura 3-19 – Reconstituição das curvas de compressibilidade segundo Schmertmann.

3.8.6. DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO

Os ensaios indicados para determinar a variação do assentamento no tempo e o assentamento total que se verificam devido à variação de volume do solo, são os ensaios de consolidação, que também são designados por ensaios edométricos. Como indicado na Figura 3-14, o provete é colocado num anel metálico que não permite movimento nem drenagem laterais, pelo que o tipo de consolidação que se verifica é unidimensional. Nos topos do provete são colocadas pedras porosas que permitem a drenagem livre e a amostra de solo é carregada paralelamente ao eixo vertical, registando-se o assentamento em função do tempo.

O ensaio é muito utilizado porque é relativamente simples de realizar e porque a condição de deformação imposta é semelhante à que ocorre frequentemente nos problemas reais: o solo está impedido de romper por corte, sendo a compressão a parte dominante da deformação. No entanto, é um ensaio relativamente moroso e, à medida que as deformações verticais do provete aumentam, geram-se forças de corte (efeito de atrito lateral) ao longo da superfície cilíndrica do provete.

Para o cálculo do assentamento, segue-se o seguinte procedimento:

- Para solo normalmente consolidados

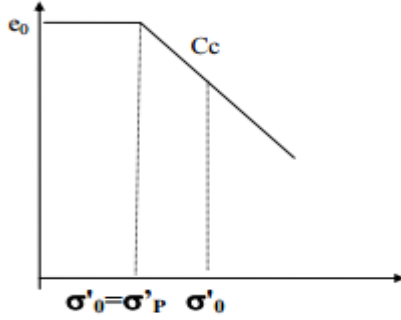
$$\Delta e = \frac{\Delta H(1 + e_0)}{H_0} \quad (3.26)$$

Em que

e_0 = índice de vazios inicial

H_0 = espessura inicial da amostra

C_c (índice de compressibilidade)

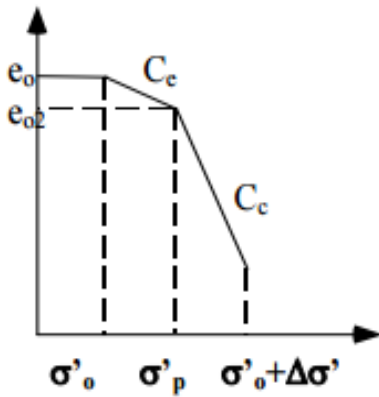


$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (3.27)$$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} H_0 \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \quad (3.28)$$

b). Para solos sobreconsolidados

$\sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_p$



$$\Delta H_1 = \frac{C_e}{1 + e_0} H_0 \log \frac{\sigma'_0 + (\sigma'_p - \sigma'_0)}{\sigma'_0} \quad (3.29)$$

$$\Delta H_2 = \frac{C_e}{1 + e_0} H_0 \log \frac{\sigma'_0 + [(\sigma'_0 + \Delta \sigma') - \sigma'_p]}{\sigma'_p} \quad (3.30)$$

$$C_e = - \frac{e_{02} - e_0}{\log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}} \quad (3.31)$$

C_e = índice de expansibilidade

3.9. ENSAIO DE CORTE DIRETO

O ensaio de corte direto é um ensaio que solicita a amostra de solo ao corte, através de um processo relativamente simples e expedito. Neste ensaio, a amostra de secção circular ou quadrangular é introduzido numa caixa cortada horizontalmente em duas metades. Uma força normal, N , é aplicada á base superior da amostra por meio de um sistema de pesos e alavancas e mantida constante.

O ensaio é efetuado impondo uma translação horizontal como velocidade constante à metade inferior da caixa de corte, enquanto a superior é mantida fixa à custa de uma reação, T, cujo valor é medido em cada instante por meio de um anel dinamométrico. Antes de o movimento se iniciar garante-se um pequeno afastamento na vertical entre as duas metades da caixa de modo a evitar que se mobilizem forças de atrito entre as duas peças.

A tensão tangencial é obtida dividindo a reação mobilizada, T, pela área de secção de corte, S, área esta que deve ser corrigida para atender à variação (redução) durante o ensaio. Para além da força e do deslocamento tangenciais são ainda registados os deslocamentos normais ao plano de corte.

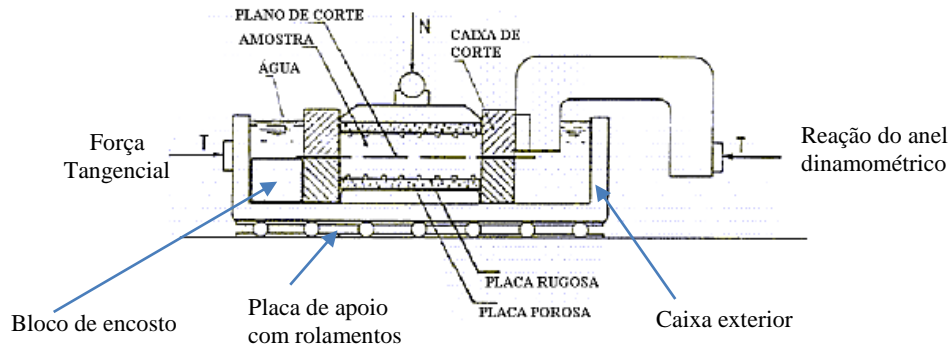


Figura 3-20- Esquema de um aparelho de corte direto (Matos Fernandes, 2012)

Antes de fazer o ensaio de corte direto, deve fazer-se previamente o ensaio edométrico e determinar o coeficiente de consolidação (c_v). Com o tempo da consolidação obtido no ensaio edométrico, será então possível ajustar a velocidade de corte na máquina de corte direto para fazer o corte à velocidade adequada.

O ensaio de corte direto é um dos ensaios de utilização mais frequente para a determinação dos parâmetros de resistência ao corte (ângulo de atrito (ϕ') e coesão (c'), sendo apropriado para a análise de situações em que a rotura é localizada desenvolvendo-se em bandas de corte de espessura reduzida. A sua interpretação, com base na teoria de resistência ao corte de Mohr-Coulomb, é de aplicação imediata e direta, obtendo-se os parâmetros de resistência, através da intersecção na origem e do declive da reta envolvente de rotura, como ilustra a Figura 3-21.

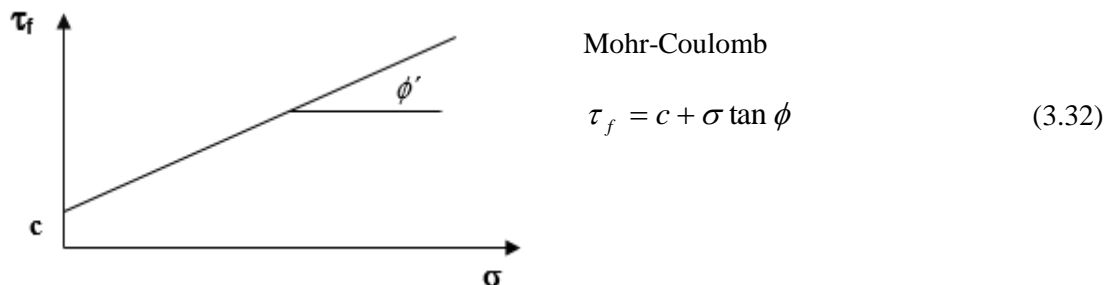


Figura 3-21– Determinação do ângulo de atrito e coesão do solo

A resistência ao corte de um solo consiste em obter a máxima tensão de corte que o solo pode suportar sem sofrer rotura. A resistência ao corte é basicamente um fenómeno de atrito em que esta resistência depende predominantemente da pressão normal ao plano de corte.

No ensaio de corte direto (BS 1377-Parte 7), faz-se variar a pressão normal (σ) num conjunto de amostras de solos e mede-se a respetiva tensão de corte (τ) na rotura.

A caixa de corte é constituída por duas meias-caixas metálicas onde o solo é colocado e provoca-se o deslocamento relativo entre as duas meias-caixas, deste modo, a superfície de rotura é imposta e tem de se dar ao longo de um plano horizontal.

O ensaio é realizado em geral sob condições de deslocamento (deformação) controlado, porque deste modo é possível obter a resistência de pico e de rotura do solo. Considera-se que é atingida a rotura quando o solo não consegue resistir a qualquer acréscimo de carga horizontal sem que este entre em rotura.

3.9.1. ESTIMATIVA DA VELOCIDADE DE CORTE (RATE OF DISPLACEMENT)

Antes de fazer o ensaio de corte direto, é necessário calcular em primeiro lugar o tempo que vai ser utilizado para o corte para garantir condições de carregamento em tensão efetivaao processo de pressão não resitado . Para tal, deve aproveitar-se os resultados do ensaio edométrico e utilizar a estimativa calculado com t_{100} (a partir da curva de consolidação secundária), com o método de Taylor e Casagrande, como mostra a Figura 3-15. Para a determinação do tempo final (t_f), onde $t_f = 12,7 \times t_{100}$, se a altura de amostra, (H), Coeficiente de consolidação (C_v).

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} \quad (3.33)$$

A velocidade de corte que vai ser utilizada é calculada a partir do tempo apresentado na expressão seguinte:

$$t = \frac{8}{t_f} \quad (3.34)$$

Baseando-se ao Quadro 3-10, o deslocamento típico para a determinação da resistência ao corte do pico para a caixa de corte utilizada é de 8 mm de deslocamento, valor atribuído para uma argila plástica.

Quadro 3-10 - Deslocamento típico para a resistência ao corte do pico na caixa de corte de 60 mm

| Tipo de Solo | Deslocamento da caixa (mm) |
|------------------------|---------------------------------------|
| Areia solta | 5 – 8 |
| Areia densa | 2 – 5 |
| Argila plástica | 8 (limite) (typical limite of travel) |
| Argila rígida | 2 – 5 |
| Argila dura | 2 – 2 |

Fontes: Manual of Soil Laboratory Testing, K. H. Head, 1994

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

4.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

4.1.1. ENSAIOS GRANULOMÉTRICOS

Os ensaios de análise granulométrica foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, destinando-se a determinar a composição granulométrica de dois solos representativos de Dili e Ossu.

É necessária uma quantidade de material que passa no peneiro 2.00 mm (no. 10), de aproximadamente, 115 g no caso de solo arenoso e 65 g no caso de solo siltosos ou argilosos. Por vezes, pode haver vantagem em proceder à análise granulométrica por sedimentação utilizando duas tomas diferentes de material: 100 g a 50 g para solos arenosos, e 50 g a 25 g para solo siltosos ou argilosos. Para se proceder desta forma, devem tomar-se mais 50 g para solos arenosos e 25 g para solos siltosos ou argilosos (Especificação LNEC E 196-1966).

Para este caso considerou-se utilizar 60 g da amostra seca para o cálculo da amostra húmida para as duas amostras de Dili e Ossu, de Timor-Leste.

a) Amostra seca:

$$\text{Peso amostra seca} = \frac{\text{Peso amostra húmida}}{1 + \frac{w}{100}} \quad (4-1)$$

Considerando 60 g de amostra seca para o cálculo do peso da amostra e um teor em água de 29.03%, vem:

$$\text{Peso amostra seca} = \frac{\text{Peso amostra húmido}}{1 + \frac{29.03}{100}} \quad (4-2)$$

$$\text{Peso da amostra húmida} = 60 \times \left(1 + \frac{29.03}{100} \right) = 77.418g$$

Passa-se esta quantidade da amostra para um *Elen Meyer* e mistura-se com uma quantidade de 100 ml de antifloculante como mostra a Figura 4-1, depois é necessário agitar e deixar alguns dias para dissolver as partículas.



Figura 4-1 - Preparação de antifloculante para misturar com a amostra

Quando as partículas estiverem dissolvidas, aquecer com fogão elétrico durante 10 minutos Figura 4-2a e continuar a agitar com agitador elétrico durante 15 minutos Figura 4-2b. De seguida, lavar com água destilada através do peneiro nº. 200 dentro dum recipiente de 1000 ml até sair água limpa como mostra na Figura 4.3a, acrescentar água destilada até ao limite de 1000 ml, agitar vigorosamente a proveta durante 1 minuto, colocar a proveta em cima da mesa e pôr o cronómetro e termómetro em funcionamento, introduzir o densímetro na solução e fazer as leituras como na Figura 4.3.



a). Aquecer amostra com fogão elétrico durante 10 minutos durante alguns dias



b). Agitar amostra com agitador elétrico

Figura 4-2 – Preparação da amostra para ensaio de granulometria



a) Lavagem através do peneiro nº 200



b) Leituras



c) medir temperatura

Figura 4-3 – Ensaio de granulometria por sedimentação

Efetuaram-se leituras do densímetro nos instantes definidos na norma que são: 1 min, 2, 5, 15, 30, 60, 250, 1440 e 2880 minutos. Após a leitura dos 5 min, retirar o densímetro no final de cada leitura e colocá-lo dentro de um recipiente cheio de água destilada. O objetivo é não afetar a queda de partículas.

Para o processo de peneiração, transferem-se os materiais retidos no peneiro nº. 200 para uma cápsula e coloca-se a secar na estufa (Figura 4-4a). Depois da amostra estar seca, transfere-se para uma série de peneiros constituída pelos peneiros nº. 20, 40, 60, 80, 140 e 200, coloca-se no agitador elétrico durante 20 minutos (Figura 4-4b), e no final executa-se uma peneiração manual breve em cada um dos peneiros e pesa-se o material retido em cada peneiro.



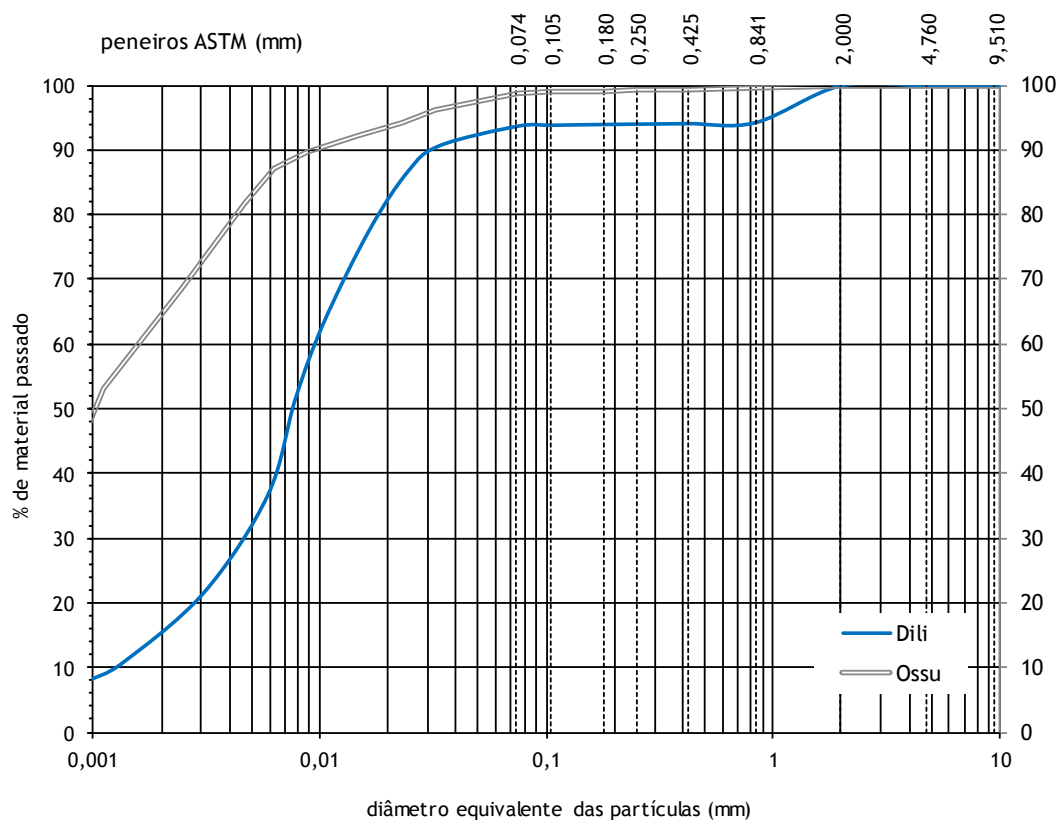
a). Estufa



b). Peneiramento

Figura 4-4 – Ensaio granulometria por peneiração

Com as expressões apresentadas no Capítulo anterior, é possível obter os resultados que se resumem nas curvas granulométricas dos solos de Dili e Ossu que se apresentam na Figura 4-5.



| ARGILA | SILTE | | | AREIA | | | CASCALHO |
|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|----------|
| | FINO | MÉDIO | GROSSO | FINA | MÉDIA | GROSSA | |

Figura 4-5 – Curvas granulométricas obtidas por peneiração e sedimentação: amostras de Dili e Ossu

4.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO SOLO PELA DIFRAÇÃO DOS RAIOS LASER

O ensaio de análise granulométrica por difração de raios laser foi realizado no Laboratório do Departamento de Engenharia Química da FEUP, como mostra na Figura 4-5. Para analisar as amostras argilosas de Dili e Ossu, seguiu-se o procedimento habitual do equipamento, tendo-se preparado uma mistura bem dispersa de solo em água destilada. O resultado do ensaio e do cálculo analítico é apresentado para cada um dos solos nas Figuras 4-7 e 4-8, enquadrada com a curva granulométrica anteriormente obtida no labGEO, por peneiração e sedimentação.



Figura 4-6 – Ensaio de granulometria por laser, para as amostras de Dili e de Ossu

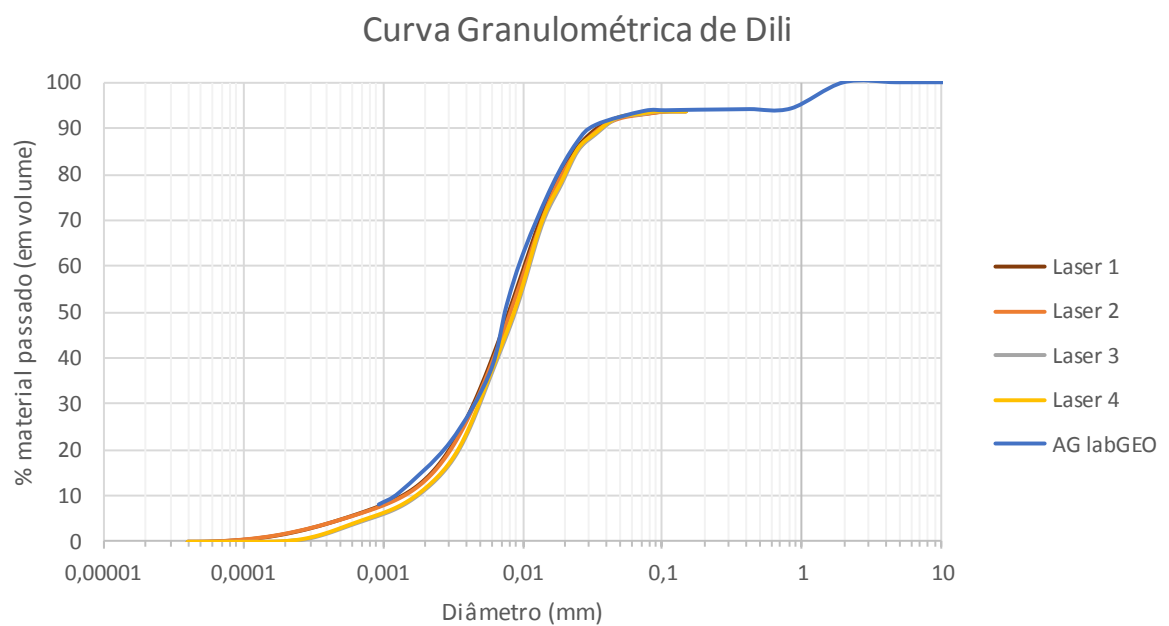


Figura 4-7 – Ajuste da curva granulométrica aos resultados dos dois ensaios: amostra de Dili

A comparação entre a curva granulométrica convencional e as curvas obtidas por difração laser evidencia uma concordância assinalável, mostrando que os métodos produzem o mesmo resultado, neste caso da amostra de Dili.

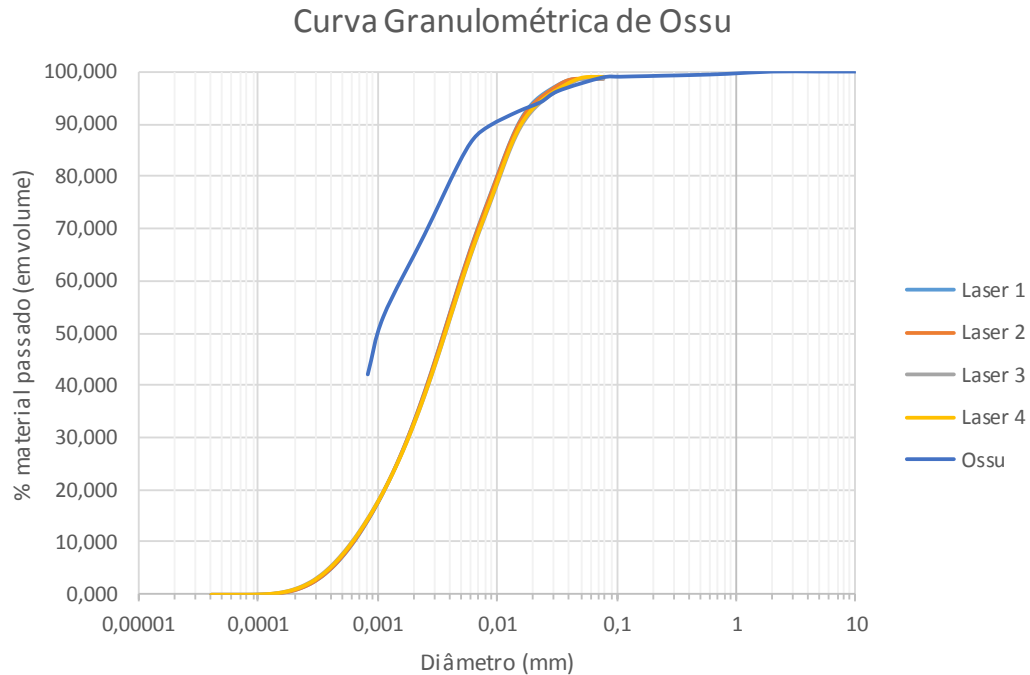


Figura 4-8 – Ajuste da curva granulométrica aos resultado dos dois ensaios: amostra de Ossu

No caso do solo de Ossu, a comparação entre a curva granulométrica convencional e as curvas obtidas por difração laser mostra algumas discrepâncias, que poderão ser explicadas pelo facto de a sedimentação ter sido feita com o solo defloculado, enquanto que as medições laser foram feitas com o solo apenas disperso em água, com um banho de ultrassons prévio. Neste caso, é possível que algumas partículas mais finas de argila possam ter permanecido aglomeradas, daí resultando uma análise granulométrica com partículas aparentemente de maiores dimensões.

4.1.3. DETERMINAÇÃO DO PESO VOLUMÍCO DAS PARTÍCULAS

Considerando 28 g de amostra seca para cálculo do peso húmido para determinação da densidade das partículas sólidas (G_s), vem:

$$28 \text{ gr} = \frac{\text{Peso amostra húmido}}{1 + \left(\frac{29.03}{100}\right)}$$

$$\text{Peso amostra húmido} = 36.13 \text{ gr}$$

Passa-se esta quantidade de amostra para um picnómetro e mistura-se com água destilada como mostra a Figura 4-9, agita-se durante alguns dias para dissolver as partículas, e aquece-se o picnómetro com aquecedor elétrico, deixando a borbulhar durante 10 a 15 minutos, durante o aquecimento agitar continuamente para o solo não colar ao fundo do picnómetro, como se pode ver na Figura 4-9b. Os picnómetros são guardados durante 1 a 2 dias com o solo até a água no interior do picnómetro ficar

limpa. No final, pesa-se o picnómetro com a amostra e a água e mede-se a temperatura, como indica a Figura 4-10.

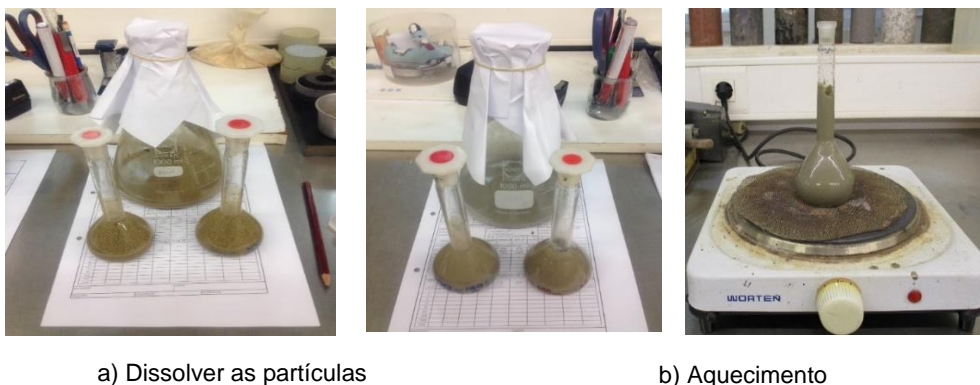


Figura 4-9 – Preparação da amostra para determinação do peso volúmico das partículas



Figura 4-10 – Determinação do peso volúmico

Baseado no método descrito no Capítulo anterior, foram calculados os resultados do ensaio como se mostra no QUAD.A.1 até QUAD.A.6 em anexo. No final, determinou-se a densidade das partículas sólidas (G_s) para os dois solos, tendo-se obtido valores muito próximos, de 2,80 e 2,78 para os solos de Dili e Ossu, respetivamente.

4.1.4. DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE ATTERBERG

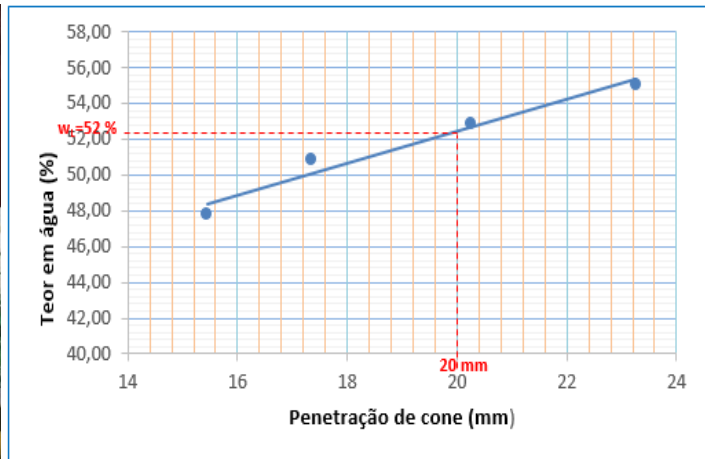
4.1.4.1 Resultados dos Limites de Consistência: Amostra de Dili

A determinação do limite de liquidez foi realizada através de dois métodos: (i) método de Casagrande; (ii) método de *fall-cone*. A Figura 4-11 ilustra os resultados do ensaio de *fall-cone test*, que se mostram em detalhe no anexo C). O ensaio foi feito com quatro pontos dos ensaios, começando com uma penetração de 15 mm, outra entre 15 a 17 mm, outra entre 20 a 21 mm e finalmente uma entre 23 a 24 mm; cada ponto com dois ensaios, tirando-se a média dos dois ensaios (ver QUAD.C.1 em anexo).

Baseado nos resultados do QUAD.C.1, foi traçado o gráfico para determinar o valor do limite de liquidez como mostra na Figura 4-11, tendo-se obtido um valor do limite de liquidez (w_L) = 52 %.



a) Fall-cone test



b) Gráfico do resultado do ensaio

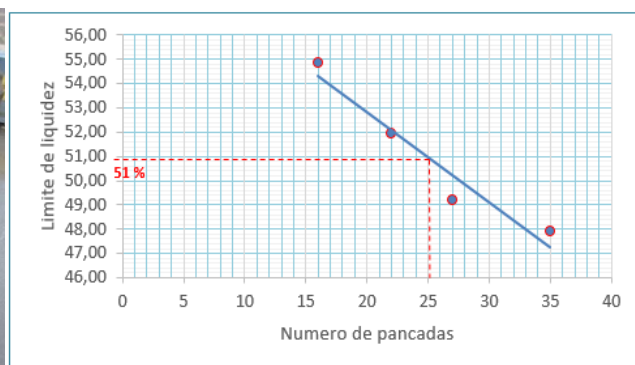
Figura 4-11 – Ensaio de limite de liquidez: amostra de Dili

Nestes ensaios foram utilizados, sempre que possível, diferentes dispositivos para comparar os resultados, como o caso de *fall-cone test* e da concha de Casagrande.

No método da concha de Casagrande, com os valores obtidos do número de pancadas e respetivo teor em água (ver ilustração no QUAD. C. 2 em anexo) traça-se um gráfico relacionando teor em água em escala aritmética (nas ordenadas) e com o número de pancadas em escala logarítmica (nas abcissas), para determinar o valor do limite de liquidez. O teor em água correspondente a 25 pancadas obtido por interpolação linear é o valor limite de liquidez (w_L). Para este ensaio obteve-se um valor de 51% (ver gráfico na Figura 4-12), o que significa que, com estes dois diferentes dispositivos de ensaio, não há uma diferença significativa de resultados.



a). Concha de Casagrande com amostra



b). Gráfico resultado do ensaio

Figura 4-12 – Gráfico do limite de liquidez: amostra de Dili

Para a determinação do limite de plasticidade, molda-se uma certa quantidade da amostra em forma de bolinhas e rola-se em seguida em cima de uma placa de vidro, formando rolinhos, até que fissure em pequenos fragmentos quando esta atingir dimensões de 3 mm de diâmetro. Colocam-se alguns fragmentos fissurados numa cápsula para a determinação do teor em água; repete-se este processo no

mínimo por mais quatro vezes. O valor do limite de plasticidade é a média dos valores do teor em água encontradas do ensaio (ver QUAD.C.3 em anexo), o que neste caso é $w_p = 27,4\%$.

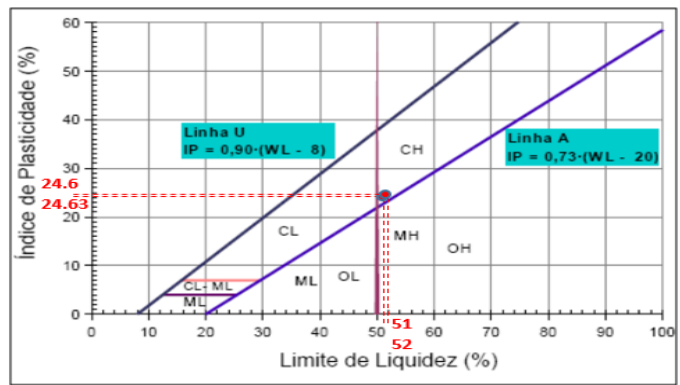
Com os resultados do limite de liquidez e limite de plasticidade, efetua-se o cálculo do índice de plasticidade dos dois diferentes ensaios:

- Método de *fall-cone test* dá um valor de $I_p = 24,60\%$
- Método da concha de Casagrande dá um valor de $I_p = 23,60\%$

Baseado na Figura 4-13 da carta de plasticidade, com os valores de Índice de plasticidades e Limite de liquidez, traça-se um gráfico relacionando índice de plasticidade nas ordenadas com os valores de limite de liquidez nas abcissas, para determinar onde se situam os pontos da interseção entre I_p e w_L . O resultado do gráfico com o ponto da interseção situado acima da linha “A” do gráfico da carta de plasticidade, significa que é uma argila inorgânica plástica (Figura 4-13b).



a). Ensaio do limite de plasticidade



b). Gráfico da carta de plasticidade

Figura 4-13 – Carta de plasticidade de Casagrande: amostra de Dili

O índice de plasticidade I_p é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Mede a extensão do domínio de plasticidade do solo, $I_p = w_L - w_p$. Do cálculo do I_p resulta um valor de 24,6, e baseado no quadro de classificação dos solos no capítulo anterior, para valores entre 16 e 35, é uma argila ou silte argiloso de alta plasticidade ou gorda. De acordo com a classificação de solos (ASTM D 2487-85), este material é uma argila ou silte argiloso gordo inorgânico (CH), porque o ponto da interseção na carta de plasticidade de Casagrande situa-se acima da linha A, e o limite de liquidez é superior a 50%.

A comparação do teor em água natural, w , de um dado solo argiloso com os limites de Atterberg fornece uma indicação aproximada da consistência do solo. Para o efeito é corrente usar o chamado índice de consistências, I_c , de equação:

$$I_c = \frac{52 - 38.5}{52 - 27.4} = \frac{13.5}{24.6} = 0,55$$

O resultado do índice de consistência, com equação 3-11, é um valor I_c de 0,55. Baseado no Quadro 3-4 de classificação de solos argilosos quanto a consistência, este material é um silte argiloso (ou argila siltosa) mole.

Quanto à atividade da fração argilosa, esta pode ser calculada para a amostra de Dili, como se apresenta de seguida.

$$A_t = IP/\%<2\mu m \quad (4-3)$$

Neste caso, $A_t = 24,63/15 = 1,642$, logo é um silte argiloso ou argila muito ativa constituída por minerais de Ilite e Montmorilonite, como se pode ver na Figura 4-14, pela interseção do I_p e da percentagem de argila, que se situa entre as linhas que definem estes dois minerais, ou seja, entre 0,9 e 7,2.

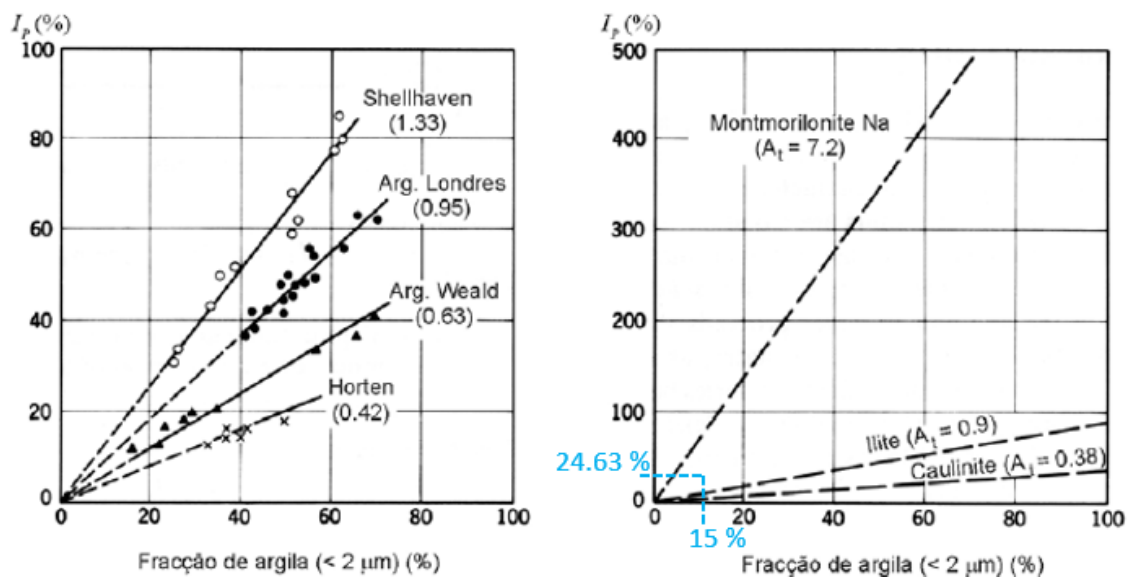


Figura 4-14 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)

4.1.4.2 Resultados dos Limites de Consistência: Amostra de Ossu

O processo do ensaio para a amostra de Ossu foi o mesmo que o ensaio da amostra de Dili, mas para esta amostra só se utilizou a concha de Casagrande e não o método de *Fall-cone* porque a quantidade de amostra é limitada. A figura seguinte mostra o resultado do ensaio.

Com os resultados do ensaio como no QUAD.C.4 em anexo, colocam-se os números de pancadas na abcissa e o teor em água na ordenada num gráfico e traça-se uma linha correspondente a 25 pancadas e interceta-se a linha resultado do teor em água e numero de pancada, sendo que o ponto de interseção é o valor do limite de liquidez (w_L), igual a 79,6%.

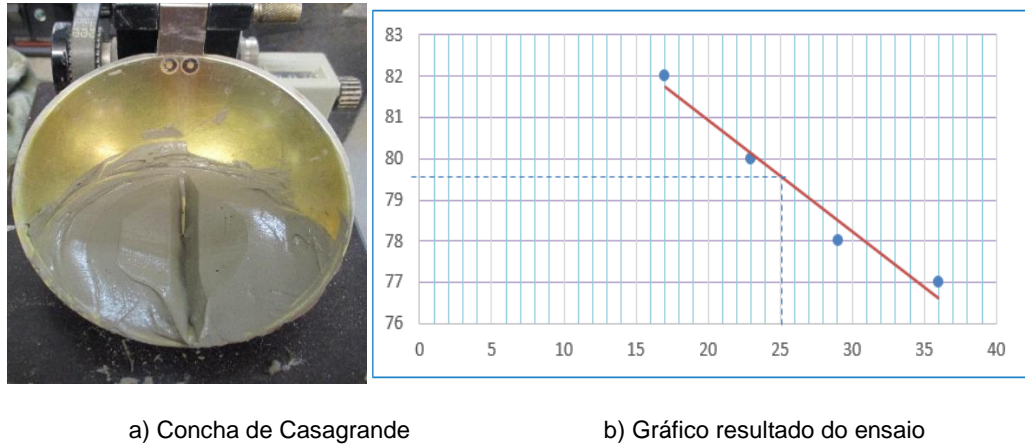


Figura 4-15 – Gráfico limite de liquidez amostra de Ossu

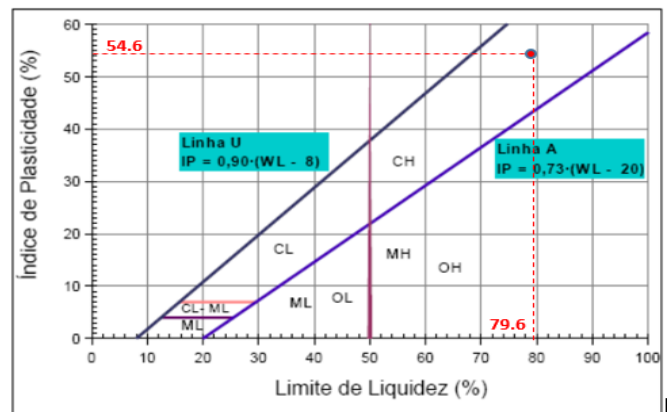
Para a determinação do limite de plasticidade foi utilizado o mesmo processo utilizado para a amostra de Dili (Figura 4-6a), tendo-se obtido um valor de w_P igual a 25% (ver também QUAD.C.5 em anexo).

Baseado na Figura da carta de plasticidade, com os valores de Índice de Plasticidade e Limite de Liquidez, traça-se um gráfico relacionando o índice de plasticidade nas ordenadas e com os valores de Limite de Liquidez nas abcissas para determinar onde situa os pontos da interseção entre I_P com w_L . O resultado do gráfico para o ponto da interseção situa-se acima da linha “A” do gráfico da carta de plasticidade, o que significa que é uma argila inorgânica plástica (Figura 4-6b).

$$IP = w_L - w_P = 79,6 - 25 = 54,6 \%$$



a) Ensaio do limite de plasticidade



b) Gráfico da carta de plasticidade

Figura 4-16 – Carta de plasticidade de Casagrande: argila de Ossu

O resultado dos limites de consistência para este solo dá um valor de I_P de 54,6 %, e baseado no Quadro 3.5 situa-se entre $IP > 35$, pelo que pode classificar-se como uma argila muito plástica e gorda.

A comparação do teor em água natural, w , de um dado solo argiloso com os limites de Atterberg fornece uma indicação aproximada da consistência do solo. O índice de consistência, I_c , resulta em:

$$I_c = \frac{wL - w}{wL - wp} = \frac{wL - w}{I_p}$$

$$I_c = \frac{79.2 - 28.1}{79.25 - 25} = \frac{51.2}{54.6} = 0.94$$

Baseado no Quadro 3.4, de classificação dos solos argilosos quanto à consistência, esta amostra é uma argila rija.

Quanto à atividade das argilas, $A_t = 54,6/62 = 0,8806$, logo é uma argila normal, constituída pelo mineral Ilite, como se pode ver na figura seguinte, onde a interseção do I_p com a percentagem de argila se situa sobre a linha $A_t = 0.9$.

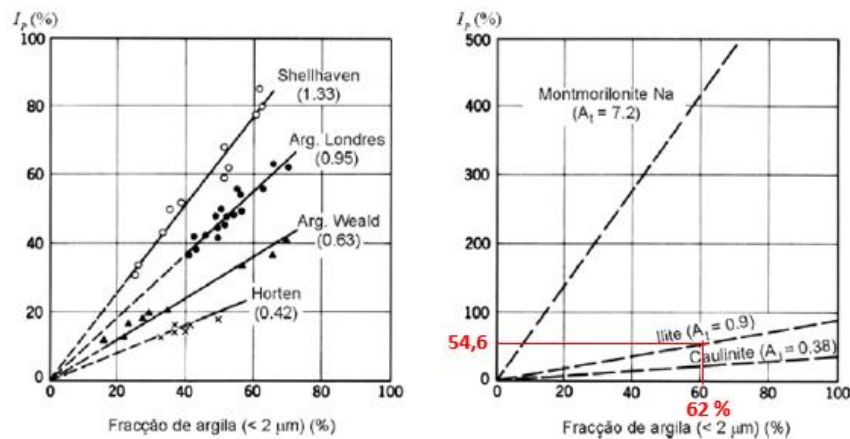


Figura 4-17 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)

A título de resumo, apresenta-se um quadro final com os resultados dos ensaios de identificação e caracterização física dos dois solos de Timor-Leste ensaiados.

Quadro 4-1 – Quadro-resumo das características físicas e de identificação dos dois solos

| Solo | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | C _u | C _c | I _p | I _c | A _t | Descrição |
|------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------------|
| Dili | 0,0015 | 0,005 | 0,01 | 6,667 | 1,35 | 24,6 | 0,55 | 1,642 | silte argiloso gordo |
| Ossu | 0,00016 | 0,002 | 0,002 | 9,375 | 13,5 | 54,6 | 0,94 | 0,886 | argila muito plástica e gorda |

4.2. ENSAIO EDMÉTRICO

O ensaio edométrico é realizado num aparelho designado por edómetro (Figura 4-18), onde uma amostra cilíndrica, com dimensões, em geral, de 19 mm de espessura e 70 mm de diâmetro é solicitada de acordo com as hipóteses base da Teoria de Consolidação Unidimensional de Terzaghi: - o solo encontra-se

saturado (submerso); o solo encontra-se confinado, sendo as deformações verticais (anel rígido); o fluxo vertical (anel impermeável).

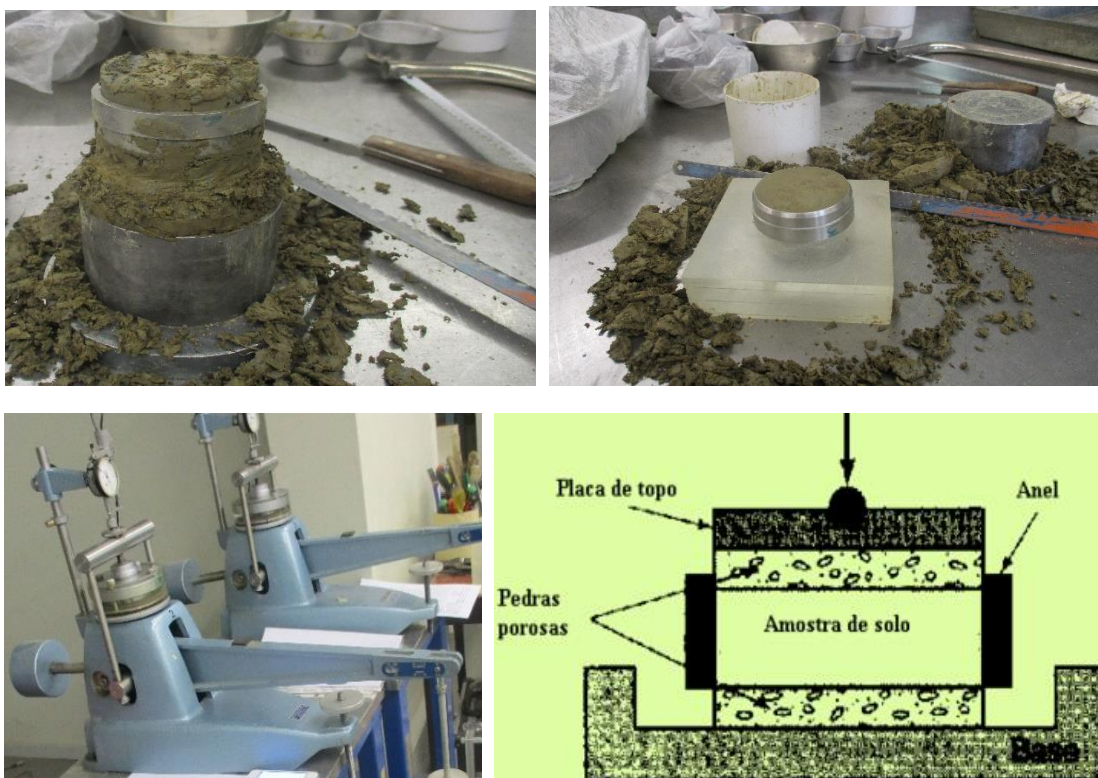


Figura 4-18 – Aparelho edométrico e preparação da amostra de Dili

Após a recolha, preparação e corte da amostra, esta é colocada no edómetro e submetida a carregamentos por escalões (por meio de um sistema de pesos e alavancas), respeitando em geral as seguintes condições:

- cada carregamento (escalão de carga) é mantido por um período de 2 a 3 dias até a curva de consolidação estabilizar ou até acabar a consolidação primária, durante o qual se fazem leituras da deformação vertical da amostra ao longo do tempo (5 s, 10, 15, 30, 1min, 2, 4, 8, 15, 30, 1h, 2, 4, 8, 24, 28, 32, 2 dias, 3 dias).
- Durante a fase de carga, cada carregamento adicional ou novo escalão de carga duplica o que se encontrava aplicado anteriormente (a carga que foi utilizada nestes ensaios está no anexo D).
- Faz a descarga, pelo menos uma fase de descarga, na qual, em cada escalão, a carga se vai progressivamente reduzindo para $\frac{1}{4}$ da anterior como mostra no QUAD.D.3 anexo (menores deformações na descarga).

4.2.1. RESULTADOS DO ENSAIO

4.2.1.1 Resultado do ensaio: amostra de Dili

Antes de começar o ensaio edométrico, primeiro determina-se o teor em água (w) e densidade das partículas sólidas (Gs). Para esta amostra de Dili, o teor em água $w = 40,39 \%$ e $G_s = 2,80$.

Os valores iniciais do ensaio são:

| | |
|----------------------------------|--------------------------|
| Peso volúmico seco inicial | = 12,4 kN/m ³ |
| Teor em água inicial (wf) | = 40,4 % |
| Densidade das partículas sólidas | = 2,8 |
| Índice de vazios inicial | = 1,21 |
| Grau de saturação inicial | = 93,4 % |

Na Figura seguinte mostra-se um exemplo dos resultados do ensaio e cálculo para a amostra de Dili. Este exemplo é referente a uma carga de 800 kPa, os outros escalões de cargas podem ser consultados no QUAD.D.1 e D.2 em anexo. O tempo utilizado para calcular o coeficiente de consolidação c_v é t_{100} e o resultado do cálculo para esta carga ou escalão dá um valor do $c_v = 0,3183$ m²/ano pelo método de Casagrande, sendo que pelo método de Taylor, dá um valor de $c_v = 2.829$ m²/ano. Na Figura seguinte mostram-se os resultados de cálculo pelos dois métodos.

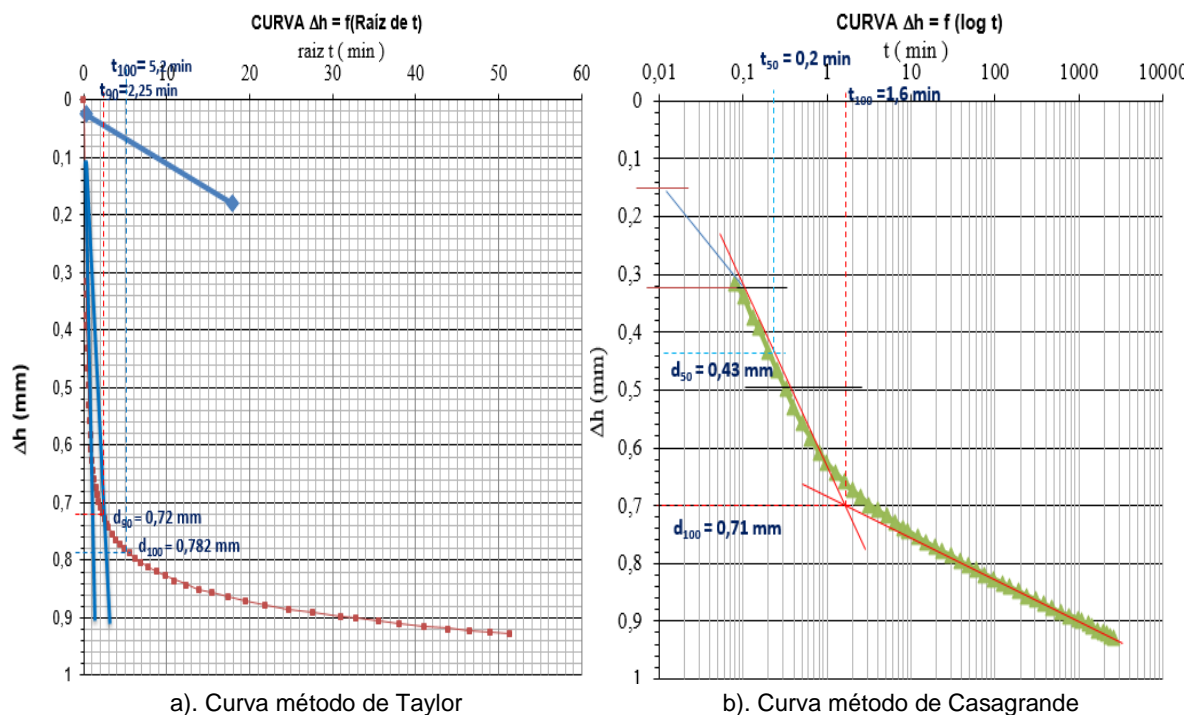


Figura 4-19 – Curva resultado do ensaio: amostra de Dili

4.2.1.2 Resultado do ensaio: amostra de Ossu

Os valores iniciais do ensaio da amostra de Ossu são:

| | |
|----------------------------------|---------------------------|
| Peso volúmico seco inicial | = 14,91 kN/m ² |
| Teor em água inicial (wf) | = 25,41 % |
| Densidade das partículas solidas | = 2,78 |
| Índice de vazios inicial | = 0,829 |
| Grau de saturação inicial | = 85,17 % |

No ensaio são obtidas as leituras de altura da amostra ao longo do tempo (2 a 3 dias), para cada escalão de carga, como se mostra nos gráficos da Figuras 4-21, resultado do ensaio de um carregamento com escalão de caga de 800 kPa.

A partir destes resultados ou desta curva é possível calcular quais permitem estimar o parâmetro do solo que determina o tempo de consolidação, coeficiente de consolidação, c_v ; o valor do índice de vazios em cada escalão de carga com base de e_0 ou de e_r , com equação 3.21 e 3.24 no capítulo anterior determina c_v e Δe para este escalão:

$c_v = 0,00318 \text{ m}^2/\text{ano}$ (método de Taylor (baseado na curva $\Delta H = f(\text{Raiz de } t)$, raiz $t \text{ min}$).

$c_v = 0,0049 \text{ m}^2/\text{ano}$ (método de Casagrande (baseado na curva $\Delta H = f(\log t)$, $t \text{ min}$).

$\Delta h = 1,342 \text{ mm}$

O tempo que utiliza para o cálculo é de t_{50} para o método de Casagrande e t_{90} de Taylor.

Para obter estes resultados utilizaram as curvas da figura seguinte.

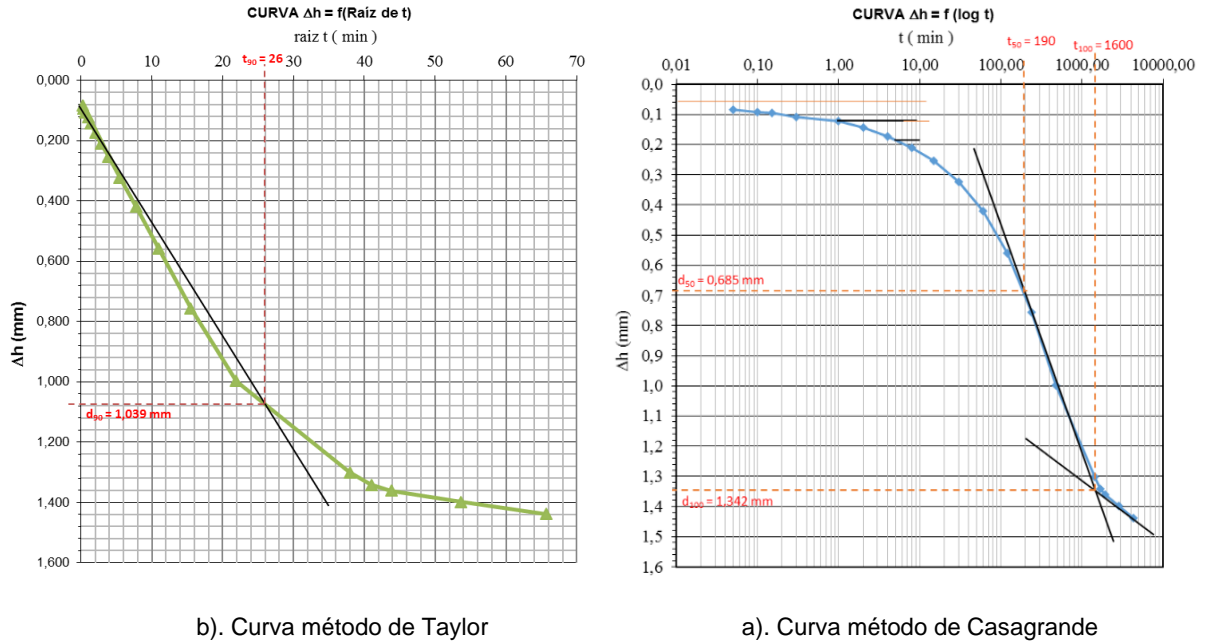


Figura 4-20 – curva resultado do ensaio amostra de Ossu

4.2.2. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO (σ'_p) AMOSTRA DE DILI

Baseado no capítulo anterior 3.9.5 pretende-se construir uma curva de compressibilidade (C_c), que relaciona o índice de vazios (e) e com a tensão efetiva aplicada durante o ensaio. Com os resultados do ensaio no QUAD.D.1 em anexo, construiu-se um gráfico e através deste gráfico obtém-se a tensão de pré-consolidação como mostra na Figura 4.20.

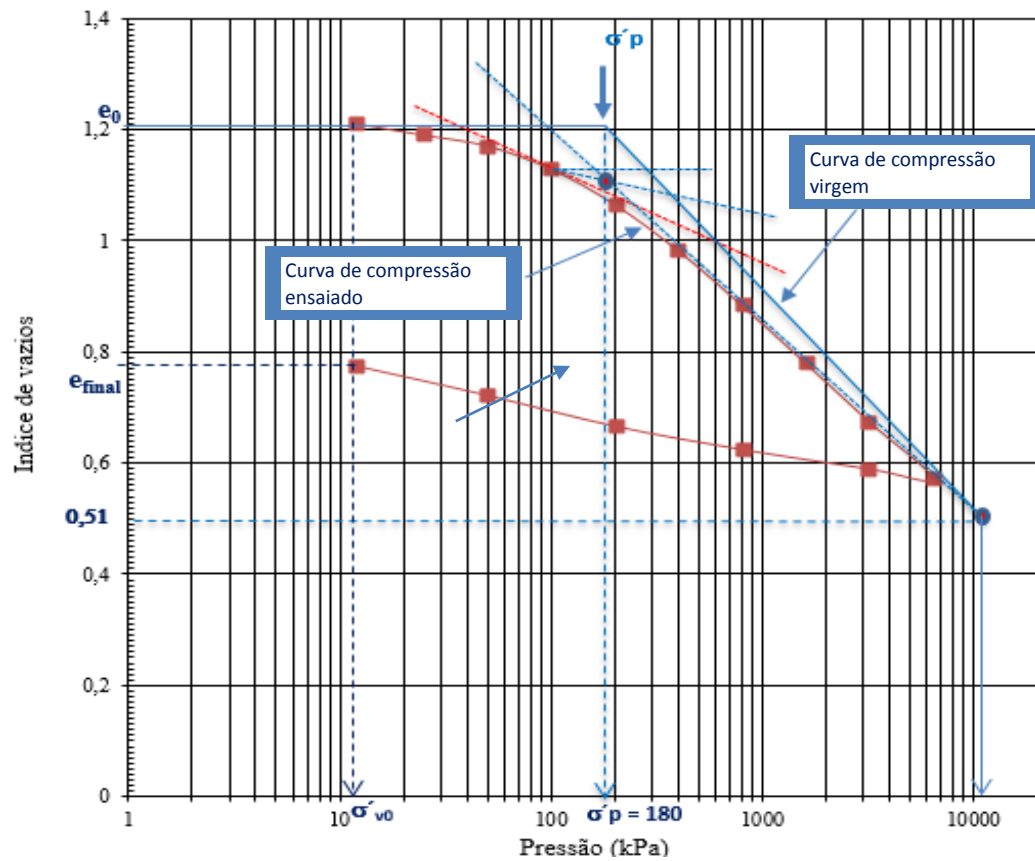


Figura 4-21 – Curva de Compressibilidade amostra de Dili

$$C_c = \text{declive } \overline{BC} = 0,401$$

Índice de compressibilidade para escalão de 800 kPa:

$$a_v = 0,245 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = 0,1110 \text{ m}^2/\text{min}$$

Coefficiente de permeabilidade (k):

$$k = 1,12 \times 10^{-12} \text{ m/s}$$

Os valores finais do ensaio são:

| | |
|-------------------------|--------------------------|
| Peso volúmico final | = 15,5 kN/m ² |
| Teor em água final (wf) | = 27,71 % |
| Índice de vazios final | = 0,775 |
| Grau de saturação final | = 100,10 % |

Para o resultado completo de todos os escalões, ver QUAD.D.1 em anexo.

4.2.3. DETERMINAÇÃO TENSÃO DE PRÉ-CONSOLIDAÇÃO (σ'_p) AMOSTRA DE OSSU

Baseado no capítulo anterior 3.9.5 pretende-se construir uma curva de compressibilidade (C_c), que relaciona o índice de vazios (e) e com a tensão efetiva aplicada durante o ensaio. Com os dados do resultado dos ensaios QUAD.D.5 anexo, construi-se um gráfico e através deste gráfico obtém-se a tensão de pré-consolidação como mostra na Figura 4.22 seguinte.

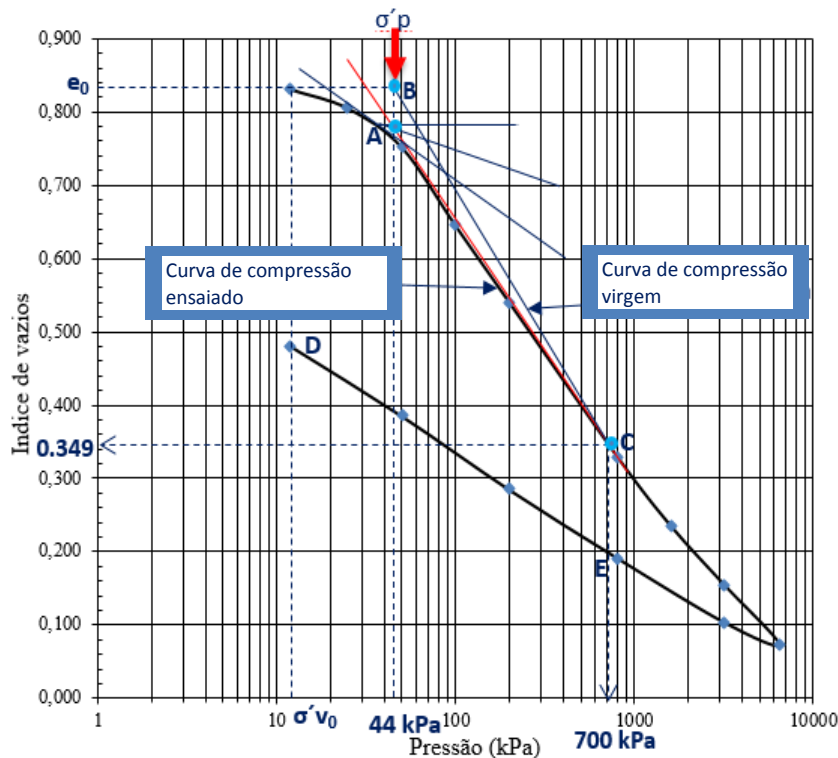


Figura 4-22 – Curva de compressibilidade amostra de Ossu

$$C_c = \text{declive } \overline{BC} = 0,40$$

Índice de compressibilidade para escalão de 800 kPa:

$$a_v = 0,0215 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = 0,0118 \text{ m}^2/\text{min}$$

coeficiente de permeabilidade (k)

$$k = 2,96 \times 10^{-14} \text{ m/s}$$

Resultados do ensaio final e os cálculos:

| | |
|------------------------------|---------------------------|
| Peso volúmico final | = 18,4 kN/m ³ |
| Teor em água final (w_f) | = 31,01 % |
| Peso volúmico final | = 18,40 kN/m ³ |
| Índice de vazios final | = 0,480 |
| Grau de saturação final | = 179.53 % |

Para o resultado completo de todos escalões ver QUAD. D.5 e D.6 anexo.

4.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO

O ensaio de corte direto é um ensaio relativamente simples, amplamente utilizado no âmbito da mecânica dos solos. O procedimento consiste na colocação de uma amostra de solo de geometria quadrangular numa caixa composta por duas metades, deslizantes uma sobre a outra, como se mostra na Figura 3-20 do capítulo anterior. A metade superior é mantida imobilizada, enquanto que a metade inferior é sujeita a um movimento de translação, a uma velocidade constante, por meio da aplicação de uma força tangencial, ao mesmo tempo que é aplicada uma força normal ao plano de translação. O movimento de translação da parte inferior da caixa vai gerar tensões tangenciais que aumentam progressivamente até ocorrer a rotura do provete. Ambas as forças aplicadas (normal e tangencial) são controladas e medidas ao longo do ensaio, a intervalos de tempo constantes.

4.3.1. ENSAIO DA AMOSTRA DE DILI

Para este ensaio foi utilizado um anel cilíndrico de altura 24,32 mm, diâmetro do anel 62,68 mm, uma área $A = 3928,783 \text{ mm}^2$ e volume do anel $V = 97512,37 \text{ mm}^3$, como indicado no QUAD.F.1 no anexo relativamente aos dados iniciais do ensaio.

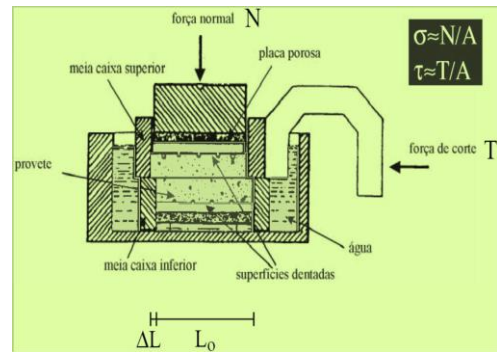


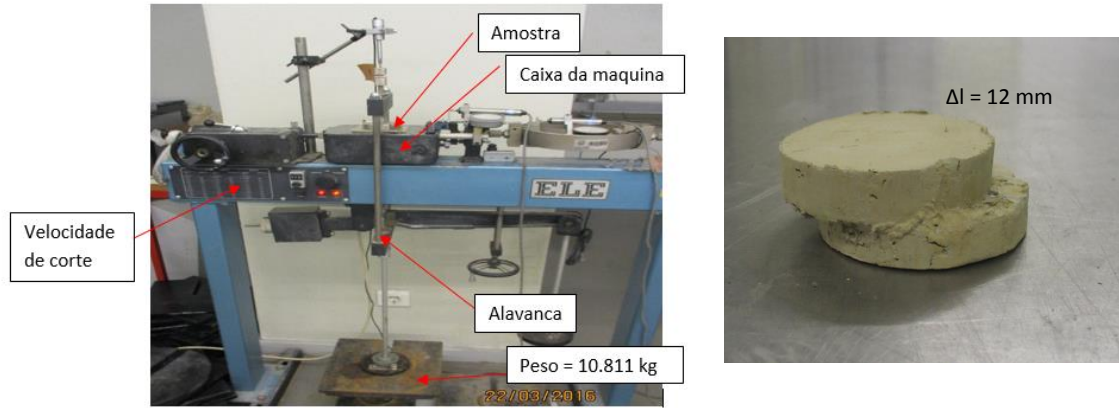
Figura 4-23 – Aparelho do ensaio de corte direto: Amostra de Dili

No final do ensaio, com os resultados obtidos realiza-se a representação gráfica das tensões normais (em abcissas) em função das tensões tangenciais (em ordenadas), para obtenção de uma reta, como se mostra na Figura 4-25. Deste modo, pode-se determinar o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) como mostra na Figura 4.26. Se os ensaios forem realizados com velocidades suficientemente baixas para permitir a dissipação das tensões neutras geradas pelo corte, obtêm-se estimativas que se aproximam do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e da coesão efetiva (c').

Foi utilizado um peso de 50 kPa para o ensaio, que corresponde a 15,727 kgf, este peso foi calculado como seguinte:

$$P = \frac{50 \times 3085.66}{9810} = 15.727 \text{ kgf}$$

Este peso ainda diminui com o peso da alavanca que corresponde a 4,40 kg e o peso do conjunto tampa, pedra porosa e pedra porosa metálica que corresponde a 0,51611 kg, então o total do peso utilizado para este ensaio = 10,811 kg, como mostra a figura seguinte.



a). Equipamento com peso

b). Resultado do Corte

Figura 4-24 – Ensaio de corte direto: amostra de Dili

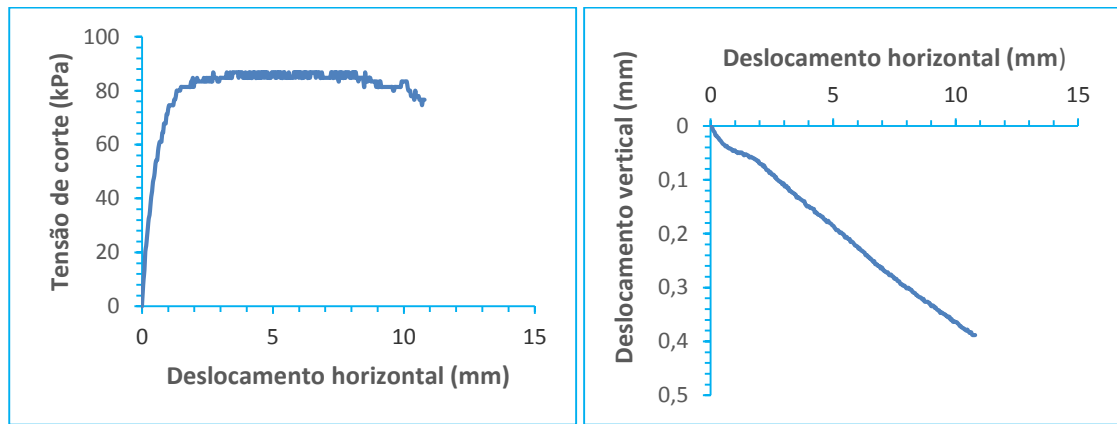


Figura 4-25 – Curva de resultado do ensaio: amostra de Dili

A curva mostra uma tensão de corte máxima de 86,7 kPa com o deslocamento horizontal máximo de 8,65 mm como ilustra na Figura acima, com uma velocidade de corte de 0,00899 mm/min, cujo tempo foi calculado através do ensaio de consolidação ou ensaio edômetro. Baseado na equação (3.32) do capítulo anterior, e aplicando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, obtém-se a seguinte curva na Figura 3-21:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c'$$

$$c' = 0$$

$$\tau = F_h/A = 22.08375$$

$$\sigma' = F_v/A = 39.26964$$

$$\tan \phi' = \arctg \tau/\sigma = 29,3^\circ$$

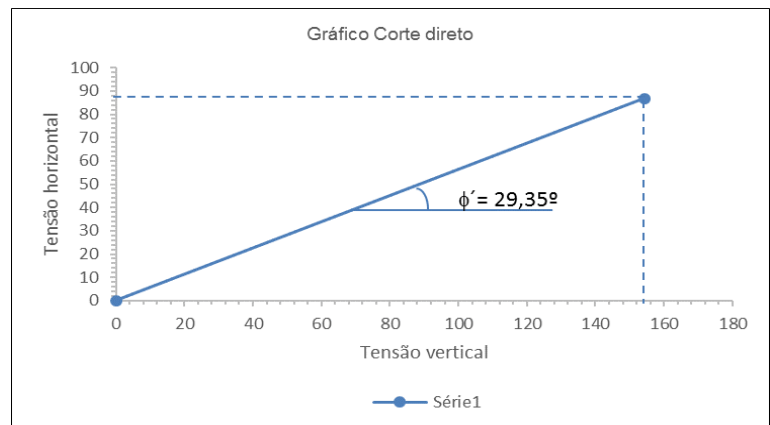
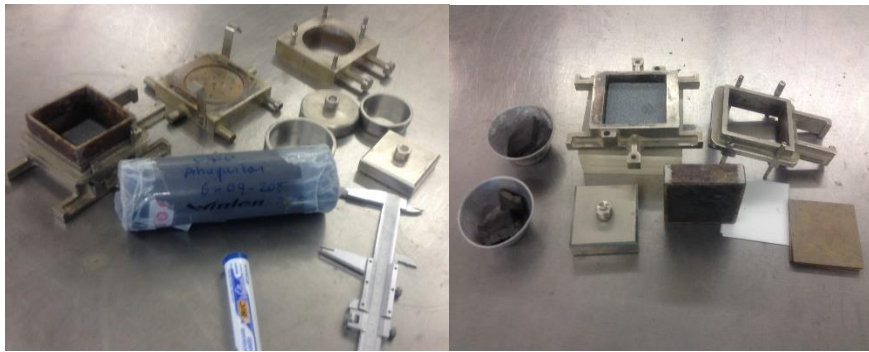


Figura 4-26 – Gráfico do angulo de atrito (ϕ'), amostra de Dili.

4.3.2. ENSAIO DA AMOSTRA DE OSSU



Preparação da amostra para ensaio

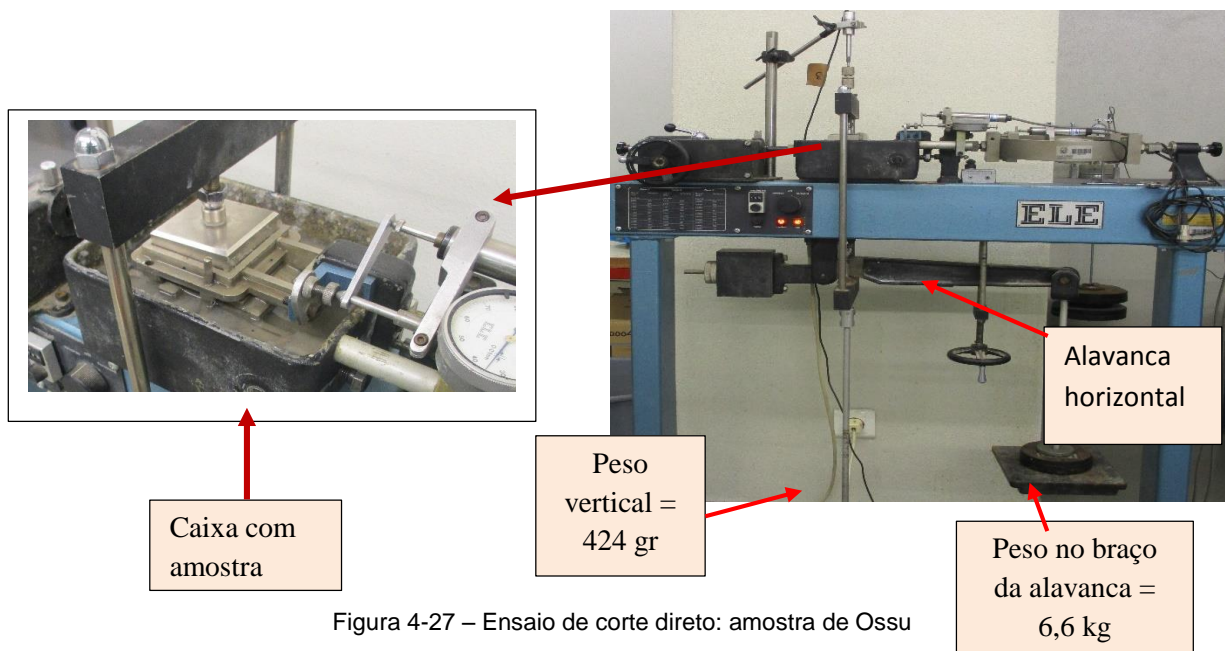


Figura 4-27 – Ensaio de corte direto: amostra de Ossu

4.3.2.1 Estimativa da velocidade de corte (Rate of displacement)

Baseado no resultado do ensaio edométrico, em particular nos resultados do coeficiente de consolidação vertical c_v com t_{100} , calculou-se a velocidade a utilizar para o ensaio de corte direto, com a equação 3.34 no capítulo anterior. Os resultados do cálculo para todos os escalões mostra que os valores da velocidade mínima para calcular o tempo são (QUAD.F.2 em anexo):

$$t = \frac{8}{12.7 \times t_{100}} = 0.0005 \text{ mm/min} \quad (\text{ver ponto 3.8, equação 3.34})$$

Na Figura seguinte mostra-se o resultado do ensaio utilizando a velocidade de 0,0005 mm/min.

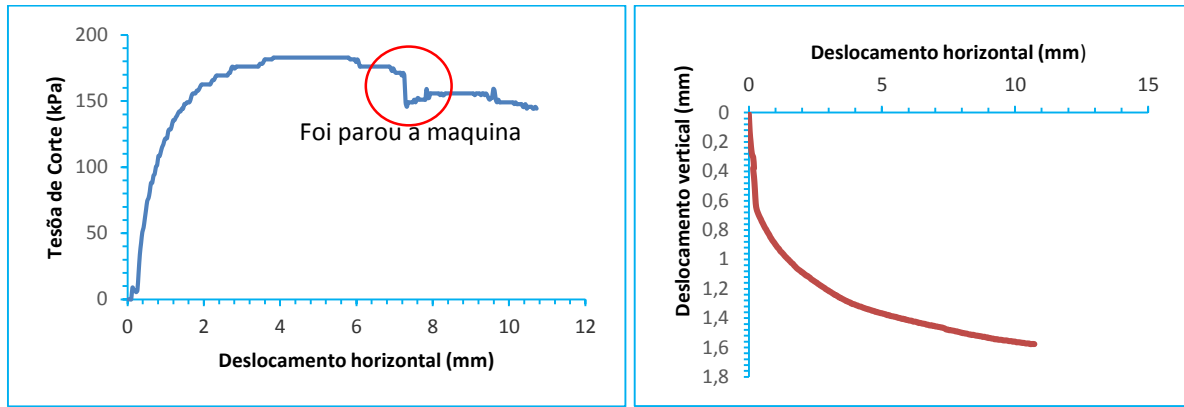


Figura 4-28 – Curva de resultado do ensaio amostra de Ossu 1

Para este ensaio foi utilizado um anel quadrado com uma altura de 20 mm com largura de 60 x 60 mm, a área do anel $A = 3600 \text{ mm}^2$ e o volume do anel $V = 72000 \text{ mm}^3$. Foi ainda utilizado um peso de 200 kPa que corresponde a 73,394 kg, sendo que este peso foi calculado da seguinte forma:

$$P = \frac{200 \times 60 \times 60}{9810} = 73.394 \text{ kg}$$
, a este peso ainda se vai subtrair o peso da alavanca que corresponde a 4.40 + 2.57 kg, o total do peso utilizado para este ensaio é de 6,6424 kg.

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi' + c'$$

$$c' = 0$$

$$F_v = 183.0141 \text{ kPa}$$

$$F_h = 651.624 \text{ kPa}$$

$$A = 60 \times 60 = 3600 \text{ mm}^2$$

$$\tau = F_v/A = 50.5556$$

$$\sigma' = F_h/A = 181$$

$$\tau/\sigma = 0.2793$$

$$\operatorname{tg} \phi' = \operatorname{arctg} \tau/\sigma = 15.6^\circ$$

$$F_v = 155.9009 \text{ kPa}$$

$$F_h = 651.624 \text{ kPa}$$

$$A = 3600 \text{ mm}^2$$

$$\tau = F_v/A = 43.306$$

$$\sigma' = F_h/A = 181$$

$$\tau/\sigma = 0.23925$$

$$\operatorname{tg} \phi' = \operatorname{arctg} \tau/\sigma = 13.5^\circ$$

Com o resultado do cálculo, foi traçado um gráfico com tensão vertical em ordenada e horizontal em abcissa para obter o ângulo de atrito (ϕ'). O cálculo do ângulo de atrito ϕ' foi efetuado para a tensão de corte de 183,0141 kPa, tendo-se obtido um valor de $\phi' = 15.60^\circ$ (Figura 4-29). Foi ainda feito um segundo cálculo do ângulo de atrito ϕ' para a tensão de corte de 155,9009 kPa, resultando num valor de $\phi' = 13.50^\circ$ (Figura 4-29). Esta diferença de valores deve-se ao facto de a máquina ter parado durante algum tempo, tendo sido preciso verificar se a tensão de corte poderia ainda aumentar ou não. Essa verificação consistiu numa segunda carga, onde se observou que a tensão de corte não aumentou, o que significa que a tensão máxima já teria sido atingida.

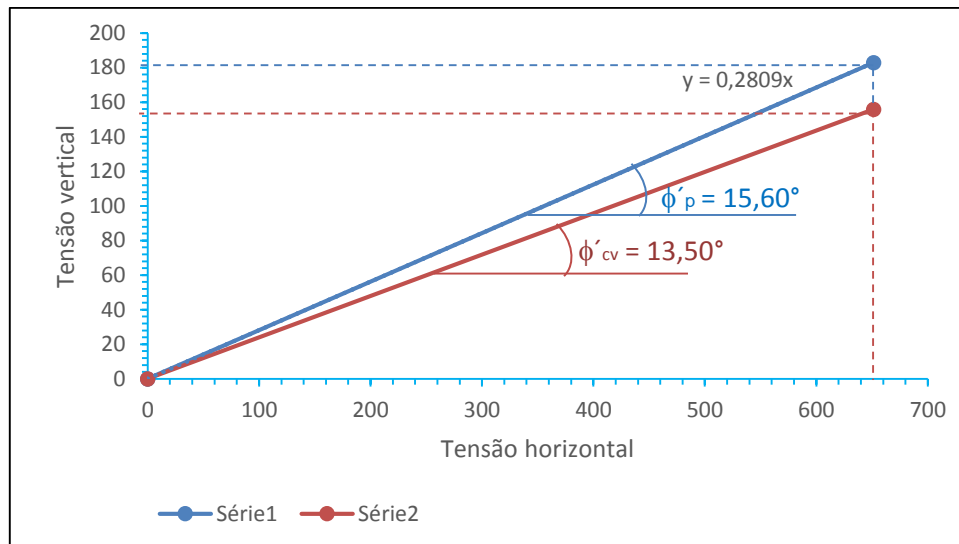
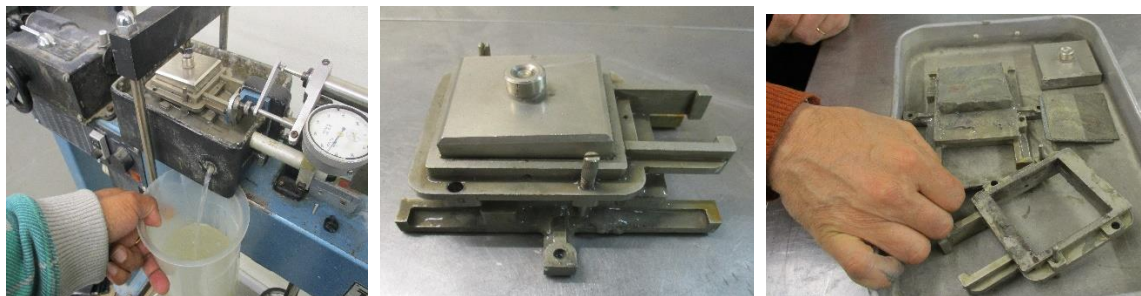


Figura 4-29 - Gráfico do ângulo de atrito (ϕ'), amostra de Ossu 1



a). Desmontagem

b). Retirar caixa da máquina

c). Resultado de corte

Figura 4-30 - Final do ensaio corte direto, amostra de Ossu 1

De modo a verificar os resultados anteriores, e atendendo ao incidente ocorrido, foi realizado um segundo ensaio no solo de Ossu. Observou-se que o valor do ângulo de atrito deste ensaio coincidiu com o do primeiro ensaio com a mesma velocidade de corte e diferente tensão normal, uma vez que o primeiro ensaio foi realizado para uma carga de 200 kPa e o segundo ensaio para uma carga de 50 kPa. Na Figura 4-31 são apresentadas as curvas deste segundo ensaio.

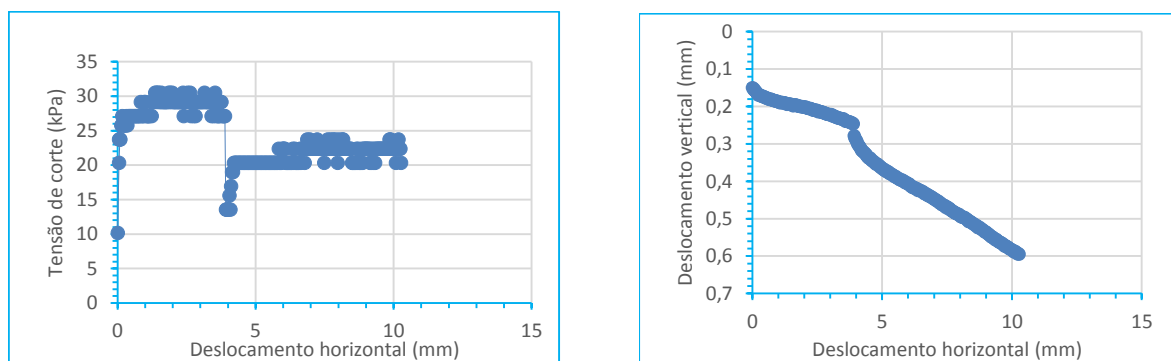


Figura 4-31 - Curva de resultado do ensaio amostra de Ossu 2

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi' + c'$$

$$F_v = 29 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{29}{3600} \times 1000 = 8.10$$

$$\phi' = \operatorname{arctg} \frac{8.10}{29} = 15.60^\circ$$

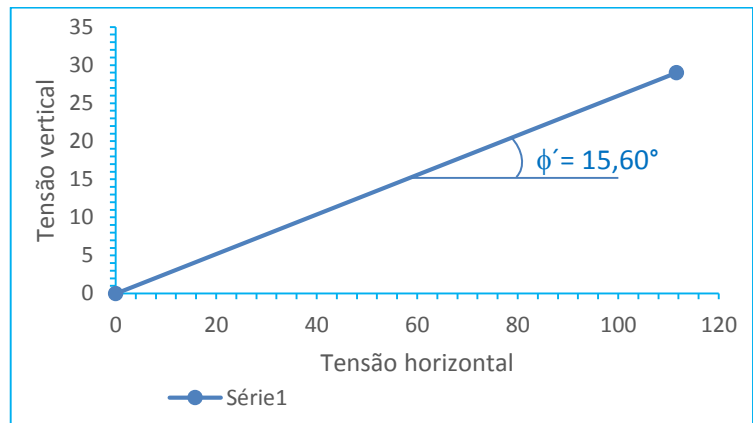


Figura 4-32 - Gráfico do ângulo de atrito (ϕ'), amostra de Ossu 2

Foi possível verificar que o ângulo de atrito (ou de resistência ao corte) da amostra de Ossu 2 foi igual ao determinado no primeiro ensaio.

5

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE
RODOVIÁRIO CORRENTE

5.1. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO TALUDE ANALISADO

Com base nas amostras recolhidas em Dili e cujos resultados laboratoriais se discutiram no Capítulo 4, assumiu-se a escavação de um talude homogéneo nestes materiais, com alturas variáveis, como se pode ver pelo quadro abaixo. A inclinação dos taludes foi determinada de forma a garantir um fator de segurança mínimo de 1,5.

Para a realização do presente estudo recorreu-se ao software SLIDE, da Rocscience, que permite a análise da estabilidade de taludes considerando diferentes geometrias e propriedades para o maciço, bem como vários métodos de análise.

Os dois solos analisados, amostra de Dili e amostra de Ossu, possuem as propriedades geotécnicas que resumidamente se apresentam no Quadro seguinte.

Quadro 5-1 - Características dos dois solos

| Amostra | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) | ϕ'_{cv} (°) |
|---------|-------------------------------|------------|-------------|------------------|
| Dili | 15,5 | 0 | 29,35 | 29,35 |
| Ossu | 18,4 | 0 | 15,6 | 13,5 |

Como a análise efetuada é em equilíbrio limite, apenas importam as propriedades resistentes, pelo que não foram apresentadas as propriedades relacionadas com as características de deformação dos materiais. Em qualquer dos casos, nos ensaios de laboratório obteve-se uma coesão nula, o que resulta do facto de as amostras serem muito perturbadas. Para efeitos de cálculos assumiu-se um valor mínimo de coesão, de valor 5 kPa.

5.2. DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES

Para as análises numéricas assumiram-se taludes homogéneos, com as características geotécnicas apresentadas no Quadro 5.1, com exceção da coesão, que se considerou possuir um valor residual de 5 kPa.

Em termos de geometria, procurou variar-se a altura dos taludes, desde taludes de altura 2 m, até uma altura máxima de 10 m, com variações de 2 em 2 m. Estas alturas de taludes podem ser consideradas alturas correntes em taludes rodoviários.

Fizeram-se várias análises recorrendo ao programa *Slide*, impondo Fatores de Segurança de 1,5, Fator este que se considera desejável para a maioria dos taludes. O objetivo deste análise é obter indicação para o projeto de taludes em Timor-Leste, uma vez que é uma análise baseada em materiais recolhidos nesta ilha.

5.3. RESULTADOS

5.3.1. AMOSTRA DE DILI

Realizaram-se os vários cálculos impondo o Fator de segurança mínimo (F_s) de 1,5 e com diferentes alturas do talude, neste caso 2, 4, 6, 8, 10 m de altura para cada um da amostra com o programa SLIDE. O resultado foi a inclinação do talude que satisfaça esta condição, mostrando-se, como exemplo, na Figura 5.1, o cálculo para o talude com a mostra de Dili e altura de 8 m.

$h = 8 \text{ m}$

$c = 5 \text{ kPa}$

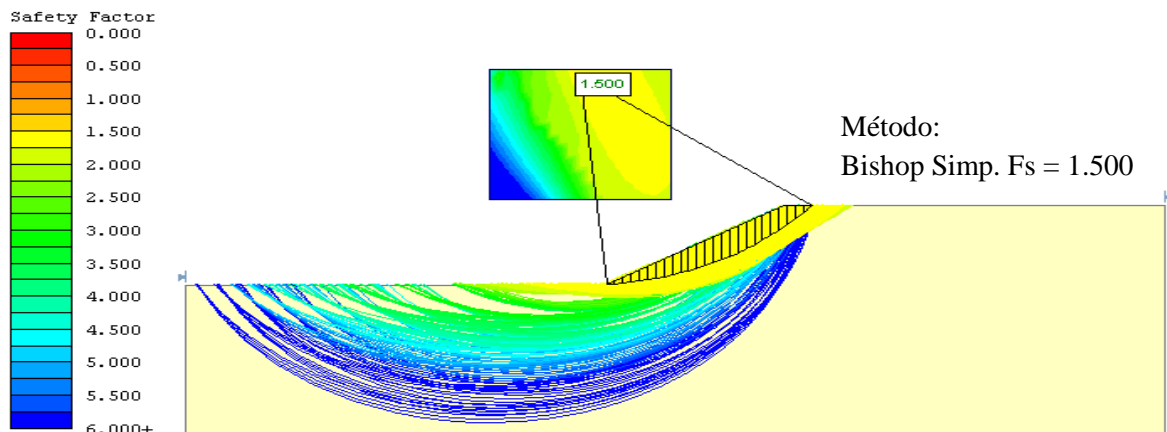


Figura 5-1 - Inclinação de Talude 32.1°

Quadro 5-2 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Dili

| Altura do Talude (h) m | Inclinação do Talude (α) | Fator Segurança (F_s) |
|---------------------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 2 | 61,1° | 1,503 |
| 4 | 44,9° | 1,511 |
| 6 | 35,4° | 1,500 |
| 8 | 32,1° | 1,500 |
| 10 | 30,3° | 1,501 |

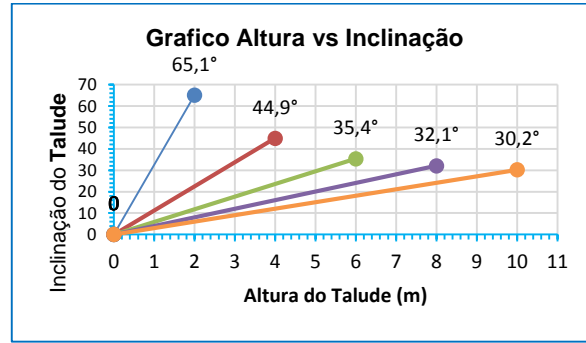


Figura 5-2 – Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica.

O coeficiente de segurança global é definido como o valor pelo qual deve dividir-se a resistência do maciço para obter a resistência mobilizado.

No caso de não se considerar a coesão para os taludes resultaria:

$$Fs = \frac{Rd}{Vd} = \frac{tg\phi'}{tg\beta} \quad (5.1)$$

$$\beta = \phi' \rightarrow Fs = 1.0 \quad (5.2)$$

$$Fs = 1,5 \rightarrow tg\beta = \frac{\phi'}{1,5} \quad (5.3)$$

$$\beta = \arctg \frac{tg\phi'}{1,5} \quad (5.4)$$

Determinação de inclinação do talude em percentagem (%)

$$S = \frac{\Delta h}{L} \times 100 \quad (5.5)$$

Determinação inclinação do talude (α) em graus (°)

$$tg\alpha = \frac{\Delta h}{L} \quad (5.6)$$

$$\alpha = \arctg \frac{\Delta h}{L} \quad (5.7)$$

Neste caso a inclinação dos taludes seria aproximadamente 23°, valor para o qual se aproxima a inclinação, mesmo com coesão, à medida que a altura vai aumentando.

A figura 5.3 e 5.4 seguinte mostra o resultado do programa com a mesma altura (8 m) de talude e sem coesão (coesão = 0 kPa).

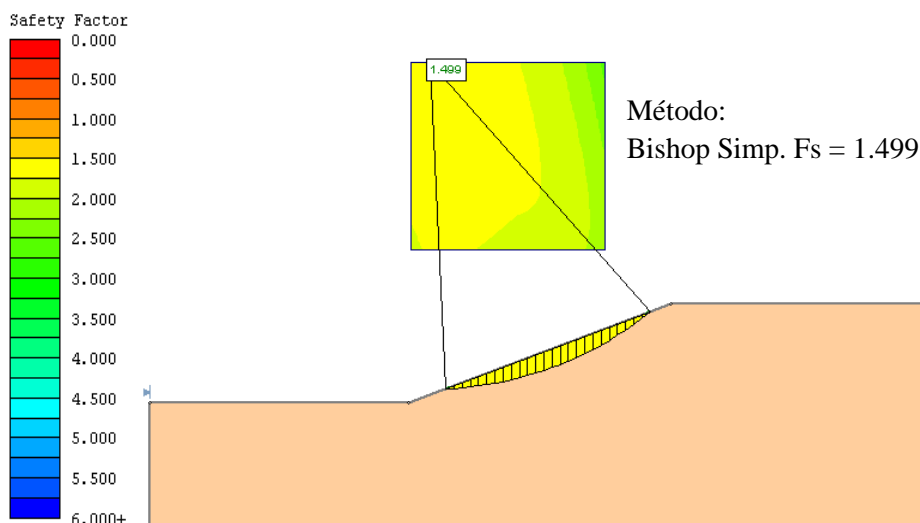


Figura 5-3 - Inclinação de Talude 21.5°

Quadro 5-3 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Dili

| Altura do Talude (h)m | Inclinação do Talude (α) | Fator Segurança (Fs) |
|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 2 | 24° | 1,504 |
| 4 | 23,2° | 1,500 |
| 6 | 22° | 1,499 |
| 8 | 21,5° | 1,499 |
| 10 | 21,3° | 1,500 |

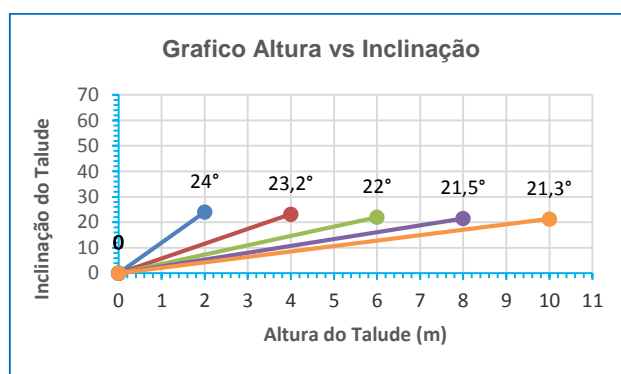


Figura 5-4 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica.

5.3.2. AMOSTRA DE OSSU

Realizaram-se os vários cálculos impondo o Fator de segurança mínimo (Fs) de 1,5 e com diferentes alturas do talude, neste caso 2, 4, 6, 8, 10 m de altura para cada um da amostra com o programa SLIDE. O resultado foi a inclinação do talude que satisfaça esta condição, mostrando-se, como exemplo, na Figura 5.5, o cálculo para o talude com a mostra de Ossu e altura de 4 metros.

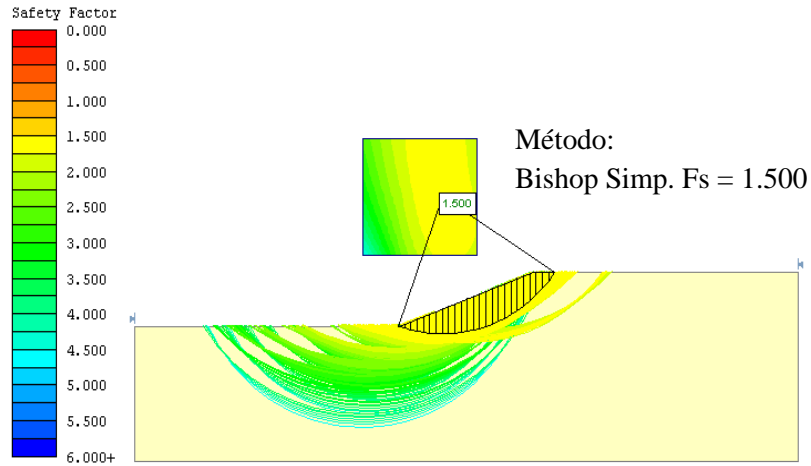


Figura 5-5 - Inclinação de Talude 21.7°

Quadro 5-4 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Ossu

| Altura do Talude (h)m | Inclinação do Talude (α) | Fator Segurança (Fs) |
|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 2 | 38,5° | 1,500 |
| 4 | 21,7° | 1,500 |
| 6 | 17,7° | 1,500 |
| 8 | 16,1° | 1,500 |
| 10 | 15° | 1,501 |

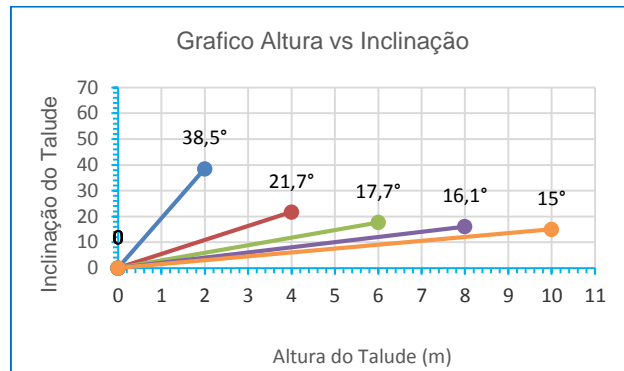


Figura 5-6 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica.

Neste caso a inclinação dos taludes seria aproximadamente 11°, valor para o qual se aproxima a inclinação, mesmo com coesão, à medida que a altura vai aumentando.

A figura 5.7 e 5.8 seguinte mostra o resultado do programa com a mesma altura de 4 metros de talude e sem coesão (coesão = 0 kPa).

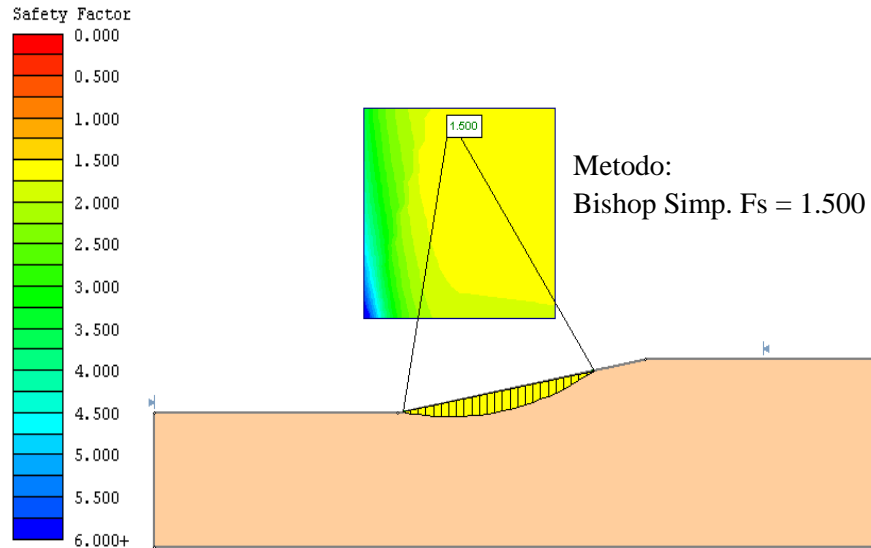


Figura 5-7 Inclinação do talude 11.1°

Quadro 5-5 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes nas amostras de Ossu

| Altura do Talude (h)m | Inclinação do Talude (α) | Fator Segurança (Fs) |
|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 2 | 12,7° | 1,500 |
| 4 | 11,1° | 1,500 |
| 6 | 10,9° | 1,501 |
| 8 | 10,8° | 1,501 |
| 10 | 10,7° | 1,500 |

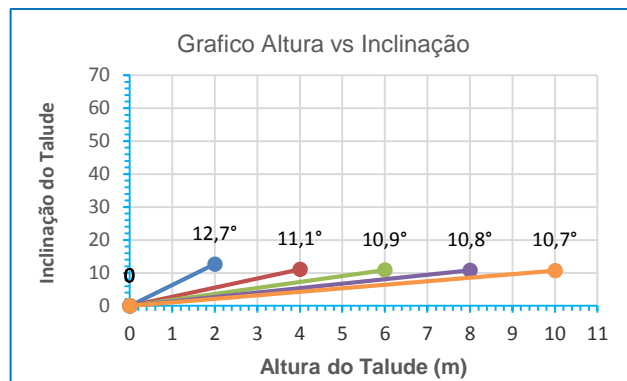


Figura 5-8 Resumo dos resultados relativos à inclinação dos taludes sobre a forma gráfica.

Através do ensaio Corte direto estes dois amostras não têm coesão (nulo), por causa não tem coesão o resultado do cálculo com programa SLIDE da uma inclinação do talude muito baixo se comparamos com uma coesão de 5 kPa que da uma inclinação maior, na Figura mostra uma com coesão e outro sem coesão.

O resultado para todas as alturas do talude mostra na FIG.G.1 ate G.4 no anexo.

5.4. COMENTÁRIOS

Baseado no resultado dos parâmetros dos solos ensaiados para estes dois solos ou amostras, a análise de estabilidade de taludes utilizando o Programa SLIDE, a inclinação do talude para estas duas amostras é muito baixa, seja com coesão, seja sem coesão.

Na realidade no terreno em Timor-Leste há vários taludes com inclinação bastante superiores. Tal pode resultar de o terreno *in situ* apresentar características resistentes bastante melhores, refletidas sobretudo ao nível da coesão.

Mas tal pode também ser um sinal de que a prática corrente usa fatores de segurança bastante baixos, o que pode explicar a ocorrência de tantos escorregamentos em Timor-Leste.

6

CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação foca-se nos problemas geotécnicos associados à construção de vias de comunicação aplicado ao caso de Timor-Leste. Neste caso e em particular na época chuvosa, são muito frequentes os deslizamentos de taludes em estradas, sendo por isso relevante estudar e expor a importância da contribuição da caracterização dos solos existentes para a minimização destes desastres.

Foram estudados dois solos de Timor, designadamente de Dili e de Ossu, classificados como argilas ou siltes argilosos. A escolha destes solos foi feita com o intuito de perceber tanto quanto possível os parâmetros de resistência do solo que afetam o comportamento dos maciços associado a construção de vias de comunicação durante o período chuvoso.

Inicialmente são descritas as condições geológico-geotécnicas e o clima de Timor através de uma pesquisa bibliográfica extensa, com base em livros e mapas. Posteriormente foram analisadas as amostras dos dois solos através de um conjunto variado de ensaios laboratoriais, com vista à caracterização dos principais parâmetros identificadores do comportamento destes solos.

Foram realizados vários ensaios no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, onde foram obtidos os parâmetros e características do solo permitindo, consequentemente, uma análise do comportamento do solo ensaiado.

Os resultados dos ensaios nos dois solos mostram que uma das duas argilas em termos de atividade é muito ativa (amostra de Dili) porque dá um valor de $A_t = 1.642$ e a outra é uma argila normal (amostra de Ossu) com um valor de $A_t = 0.886$.

Em termos aos minerais de argila a amostra de Dili é constituída por minerais de Illite ou Montmorilonite porque a relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade situa-se entre as duas partículas ou minerais, e a amostra de Ossu é uma partícula ou mineral de Illite.

Em termos de Índice de Consistência, o resultado da amostra de Dili ($I_c = 0,55$) é um silte argiloso ou argila mole e a amostra de Ossu ($I_c = 0,94$) é uma argila rija. Em termos de Plasticidade, a amostra de Dili é uma argila plástica e a amostra de Ossu é uma argila de alta plasticidade.

Em termos do comportamento em compressibilidade e consolidação, os resultados do ensaio edométrico mostram que a amostra de Dili tem os valores de coeficiente de consolidação vertical $C_v = 0,1624 - 6,367 \text{ m}^2/\text{ano}$, $av = 0.0659 - 1.4244 \text{ m}^2/\text{min}$, $mv = 0.0299 - 0.6461 \text{ m}^2/\text{min}$, $k = 1.12\text{E-}11$ até $1.93\text{E-}13 \text{ m/s}$ (muito impermeável) e um índice de vazios máximo de $e = 1.211$. Por outro lado, a amostra de

Ossu apresenta um $C_v = 0.00196 - 0.009795 \text{ m}^2/\text{ano}$, $\alpha_v = 0.0215 - 3.2778 \text{ m}^2/\text{ano}$, $m_v = 0.0117 - 1.7903 \text{ m}^2/\text{min}$, $k = 1.27\text{E-}14 \text{ a } 7.80\text{E-}16 \text{ m/s}$ (também muito impermeável) e índice de vazios $e = 0.829$.

Através do ensaio de corte direto, obtiveram os parâmetros de resistência ao corte, nomeadamente para a amostra de Dili um valor de ângulo de atrito, $\phi' = 29,35^\circ$ e para a amostra de Ossu um valor $\phi' = 13,50^\circ$ e $15,60^\circ$, ambos com coesão nula, $c' = 0$.

Com o resultado do ângulo de atrito (ϕ') e o peso volúmico (γ), utilizou o programa SLIDE para analisar a estabilidade de um conjunto de taludes rodoviários correntes. A inclinação dos taludes foi determinada para diferentes alturas de talude, de forma a garantir um fator de segurança mínimo de 1,5. Foi ainda estudada a influência da variação da coesão efetiva na inclinação dos taludes.

Por fim com os resultados do ensaio e os cálculos, relacionados com o tema deste trabalho, pretende-se mostrar a importância do estudo dos solos na minimização e redução dos deslizamentos em taludes, sobretudo associados à construção de vias de comunicação, cuja situação crítica ocorre no tempo das chuvas. Deste trabalho, foi possível constatar que ambos os solos são materiais muito finos, plásticos ou muito plásticos, com grande compressibilidade (assentamentos elevados) e muito impermeáveis. Em particular, o solo de Ossu apresenta parâmetros muito baixos de resistência, o que vem de encontro com a observação no terreno de desmoronamento ou deslizamentos de terra muito frequentes no tempo das chuvas, como já foi explicado nos capítulos anteriores. Verifica-se assim que o estudo das propriedades físicas e mecânicas dos solos, através do conjunto de ensaios realizados, permite confirmar a existência de problemas geotécnicos nas obras viárias envolvendo estes materiais.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de melhorar a compreensão destes solos e em complemento a este estudo, no futuro poder-se-iam realizar estudos mais aprofundados para que envolvessem a análise de ensaios laboratoriais de um maior conjunto de amostras recolhidas nos dois locais de estudo. Para além disso, seria muito útil realizar ensaios de campo, de forma a compreender melhor todos os estudos a que o solo, como material importante de construção de vias de comunicação neste caso, é submetido ao longo da construção de vias de comunicação, seja em taludes ou em aterros. Seria também interessante estudar a influência de trabalhos geotécnicos ou problemas geotécnicos em estruturas, bem como os fenómenos geológicos (por exemplo, movimento de massas ou deslizamentos).

A análise de estabilidade da seção representativa de Dili e de Ossu precisa de considerar o nível freático no estudo. Neste sentido, sugere-se para estudos futuros, além de considerar os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito através de ensaios laboratoriais, considerar também o nível freático como uma variável e verificar qual a influência desta variação na análise da estabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, 1996. Aterros sobre solos moles da concepção à avaliação do desempenho. Editora UFRJ.
- A.DE SOUSA COUTINHO, 1988. FABRICO DE PROPRIEDADES DO BETÃO vol. 1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa.
- Audley-Charles, M.G. (1968) - The Geology of Portuguese Timor. Memoirs of the Geological Society of London, 4, 76.
- ASTM D3080 | AASHTO T236 | BS 1377:7 | CEN-ISO/TS17892-10 ... Direction Shear Test Method.
- Barber, A.J.; Audley Charles, M.G. (1976) - The significance of the metamorphic rocks of Timor in the development of the Banda Arc, eastern Indonesia. Tectonophysics 30, pp. 119-128.
- Berry, R. F. & Grady, A. E. (1981) – Deformation and metamorphism of the Aileu Formation, north coast, East Timor and its tectonic significance, Journal of Structural Geology, Vol. 3, No. 2: 143-167.
- Berry, R. F. & McDougall, I. (1986) – interpretation of $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ and K/Ar dating evidence from the Aileu Formation, East Timor, Indonesia, Chemical Geology, 59: 43-58.
- Bobrowsky, 2008. "O Manual de Deslizamento—Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos." *Virgínia: US Geological Suvey* (2008).
- Bobrowsky, Serviço Geológico do Canadá, O Manual de Deslizamento, 2008.
- Cabral, J. Sacadura, E. C. Sousa, and M. M. Gonçalves. "The Soil Map of Portuguese Timor-The Eastern End Preliminary Representation." *Garcia da Orta* 11.3 (1963).
- Carvalho, J.; Lisboa, J.V. (2006 c) – Timor - o potencial avaliado: breve panorâmica sobre os recursos geológicos, não metálicos, de Timor Leste. A Pedra, Outubro 2003, pp. 19-23.
- Charlton, 1991 - The structural evolution of the Timor collision complex, eastern Indonesia. Journal of Structural Geology 13, pp. 489-500.
- Charlton, T. R. (2002) – The structural setting and tectonic significance of the Lolotoi, Laclubar and Aileu metamorphic massifs, East Timor, Journal Asian Earth Sciences, 20: 851-865.
- Curden e Varnes, 1996 Landslide Types and processes. In Turner, A. K.; Schuster, R.L. (Eds.), Landslide Investigation and Mitigation.
- D 4186 Test Method of Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, 2015
- D 4186 Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soil Using Controlled-Strain Loading, 2015
- Matos Fernandes, Manuel. Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. FEUP edições, 2012.

- Di Matteo, Lucio, et al. "Effects of fall-cone test on classification of soils: some considerations from study of two engineering earthworks in Central Italy." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*: 1-9.
- DNIT 2006, *Manual de drenagem de Rodovias- 2. ed. - Rio de Janeiro, 2006*. 304p. (IPR).
- Dyminski, Andréa Sell. "Noções de Estabilidade de Taludes e Contenções." *Brasil: Universidade Federal de Paraná* (2007).
- FORNASARI FILHO, 1998 "Processos de dinâmica superficial." *Geologia de engenharia*.
- Gageonnet, R.; Lemoine, M. (1957) - Note préliminaire sur la géologie du Timor Portugais. Garcia de Orta 5, 1, pp. 153-163.
- Gageonnet, R.; Lemoine, M. (1958) - Contribution à la connaissance de la géologie de
- Garcia, J. Sacadura; Sousa, E. da Conceição & Gonçalves, M. Mayer. The soil map of Portuguese Timor. The Eastern End. (Preliminary representation). Lisboa. Missão de Estudos Agronómicos do Ultramar. 1962. (Comunicação à Regional Conference of Southeast Asian Geographers, Kuala Lumpur, 1962).
- Geotechnical Investigation and Testing – Laboratory Testing of Soil- Part 12: Determination of Atterberg Limits (ISSO/TS 17892-12:2004 (E)
- Gonçalves, M.M “O Problema da Erosão em Timor.” Missão de Estudos Agronómicos do Ultramar (1963).
- González de Vallejo et al., 2004).
- Grunau, H.R. (1953). Geologie von Portugiesisch Ost-Timor: eine kurze übersicht. *Eclogae Geologicae Helveticae* 46, pp. 29-37.
- Grunau, H.R. (1957) - Geologia da parte oriental do Timor Português, Nota abreviada,
- Head, 1994 *Manual of Soil Testing Laboratory*
- Henriques, 1998. Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento de Betão Estrutural. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, PEUP, Porto.
- Hirschi, H. (1907) - Zur Geologie und Geographie von Portugiesisch Timor. *Neus Jahrbuch für Mineralogie, Geologie und Paläontologie* 24, pp. 460-473.
- IPT. 1986. Orientações para o combate à erosão no Estado de São Paulo, Bacia do Peixe-Paranapanema. São Paulo, 1986, 6 vols. (IPT, Relatório, 24.739).
- K. H., & Epps, R. (1986). *Manual of soil laboratory testing* (Vol. 3, pp. 798-869). London: Pentech Press.
- Leme, J.C.A., Coelho, A.V.P. (1962) - Geologia do enclave de Oecússi (Província de Timor). *Estud. Agron. (Lisbon)*, 3, 3, pp. 119-132.
- Leme, J.C.A. (1963) - The eastern end geology of Portuguese Timor (a preliminary report). Garcia de Orta (Lisboa) 11, 2, pp. 379-388.
- Leme, J.C.A. (1968) – Breve ensaio sobre a geologia da província de Timor. Junta de Investigação do Ultramar. *Curso de Geologia do Ultramar I*, pp. 105-161.

- Leme, J.C.A. (1963) - The eastern end geology of Portuguese Timor (a preliminary report). Garcia de Orta (Lisboa) 11, 2, pp. 379-388.
- LNEC (1966): "Especificação E 196-1966, Solos - Análise granulométrica" Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1965). NP-86
- Marangon, Márcio. "Elementos de geologia." *Universidade Federal de Juiz de Fora, Departamento de transporte e geotecnia* (1995).
- Matos Fernandes, Manuel. "Mecânica dos Solos—Introdução à engenharia geotécnica." (2011).
- Matos Fernandes, Manuel (2012). Mecânica dos solos: Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1, 3ª edição. FEUP edições.
- Manuel de Matos Fernandes, Mecânica dos Solos Volume 2. Manuel de Matos Fernandes), pág. 494.
- NP (1965): "Norma portuguesa NP – 84, Solos - Determinação do teor em água", Lisboa
- NP (1969): "Norma portuguesa NP – 143, Solos – Determinação dos limites de consistência", Lisboa.
- NP (1965): "Norma portuguesa NP – 83, Solos - Determinação do peso específico das partículas sólidas", Lisboa.
- Ovesen, N.K.; ORR, T. (1991). Limits states design-the European perspective. Proc. Geotechnical Engineering Congress, ASCE Special Publication n.º 27, vol. 2, pp.1341-1352.
- Oficina do Testo, 2012, Estabilidade de Taludes
- Panizza, M. (1996) – Environmental geomorphology. Developments in earth surface processes, Vol. 4, Amsterdam, Elsevier, 268p.
- Plano Estratégico de Desenvolvimento de Timor-Leste 2011-2030." URL: http://timor-leste.gov.tl/wp-content/uploads/2012/02/Plano-Estrategico-de-Desenvolvimento_PT1.pdf. Acesso 11 (2011): 2014.
- RICHARDS E ELMS, (1979). Seismic behaviour of gravity retaining walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 105, n.º 4, pp. 449-464.
- Sacadura Garcia, J. and Carvalho Cardoso, J., 1978, os solos de Timor
- Schmertman, The undisturbed Consolidation of clay. Transactions, ASCE, vol. 120, pp. 1201-1233.
- Seed e Whitman (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proc. ASCE Conf. On Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining structures, Cornell Unive., New York, pp. 103-147.
- Sousa, P. M. (2011). Limite de liquidez – Correlações e comparações entre os métodos de fall-cone e da concha de Casagrande. Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Ciências da Terra, Lisboa.
- Sousa Coutinho, A. (1988) Fabrico e Propriedades do Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa.

SKEMPTON, A.W. (1953). The coloidal activity of clays. Proc.3rd Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, p. 57.

Terzaghi. 1952. Erdbaumechnik. Franz Deuticke, Wein

Timor-Leste National Action Programme to Combat Land Degradation, Revised Draft. Dili, November 2008.

Waldman, Maurício. "Geografia do Timor Leste." (2003).

www.fao.org/.../Timor-Leste_NAP_Revised_Draft.

www.cjpav.org/tt/cerit/iha-rai/rekursus-naturais/316-geologia (Formação Geologia de Timor)

ECONOMIC AND SOCIAL COMMISSION FOR ASIA AND THE PACIFIC ATLAS OF MINERAL RESOURCES OF THE ESCAP REGION Volume 17 Geology and Mineral Resources of Timor-Leste
UNITED NATIONS

ANEXOS

A. GRANULOMETRIA

QUAD.A 1- Resultado análise granulometria por sedimentação e peneiramento amostra de Dili

| DATA | | ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | | | | | | | Amostra : DILI | |
|--|------------------|--|--|--------------------------|-----------|---------|--------------------------------|-----------------|----------------|-----------------------------|
| 18/01/2016 | | CEN ISO/TS 17892-4 | | | | | | | | |
| | | MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf) | | | | | | | $m_t =$ | 59,56 |
| | | MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) | | | | | | | $m_{10} =$ | 0,00 |
| | | MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) | | | | | | | $m'_{10} =$ | 59,56 |
| | | % RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | | $N'_{10} =$ | 0,0 |
| FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | | | | | |
| PENEIROS | | | 3" | 2" | 1,5" | 1" | 3/4" | 3/8" | nº4 | nº10 |
| ABERTURA (mm) | | | 76,1 | 50,8 | 38,1 | 25,4 | 19,0 | 9,51 | 4,76 | 2,00 |
| MASSA RETIDA (gf) | | (m_x) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| %RETIDA | | $[N_x=(m_x/m_t) \times 100]$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| %RETIDA ACUMULADA | | (N'_x) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 0,00 | 0,00 |
| %PASSADA ACUMULADA | | ($N''_x=100-N'_x$) | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | | | | | |
| NÚMERO DA PROVETA | | 4 | TEMP. MÉDIA DO ENSAIO, (°C) T= 21,5 | | | | PROV. SECO AO AR, $m_a =$ | | 83,74 | |
| NÚMERO DO DENSÍMETRO | | 1 | $K = 30\mu/(980(\gamma_s-\gamma_w)^{0,5}) = 0,01295$ | | | | PROVETE SECO (gf) : | | | |
| CORRECÇÕES : | | | $A =(100/m_b)(\gamma_s/(\gamma_s-1)) = 2,6144$ | | | | SEM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b =$ | | 59,56 | |
| MENISCO, $C_M =$ | | 0,0005 | Nº da | Peso Solo | Peso Solo | T. água | COM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b =$ | | | |
| ANTIFLOCULANTE, $C_A =$ | | 0,0025 | cápsula | humido, gf | seco, gf | w, (%) | PERDA NO PRÉ- (gf) , $n_p =$ | | | |
| P. VOL. PART. SÓLIDAS, $\gamma_s =$ | | 2,80 | A1 | 27,93 | 19,86 | 40,6 | -TRATAMENTO (%) , $N_p =$ | | | |
| MASSA DA AMOSTRA SECA A ENSAIAR (gf) | | | $m_b =$ | | 59,56 | | | | | |
| PENEIROS | | | nº20 | nº40 | nº60 | nº80 | nº140 | nº200 | | |
| ABERTURA (mm) | | | 0,841 | 0,425 | 0,250 | 0,180 | 0,106 | 0,075 | | |
| MASSA RETIDA (gf) | | (m_x) | 3,40 | 0,09 | 0,05 | 0,03 | 0,07 | 0,08 | | |
| %RETIDA | | $n_x = (m_x/m_b) \times 100$ | 5,71 | 0,15 | 0,08 | 0,05 | 0,12 | 0,13 | | |
| %RETIDA ACUMULADA | | (n'_x) | 5,71 | 5,86 | 5,94 | 5,99 | 6,11 | 6,25 | | |
| %PASSADA ACUMULADA | | $n''_x = 100 - n'_x$ | 94,29 | 94,14 | 94,06 | 94,01 | 93,89 | 93,75 | | |
| %PASSADA ACUM. TOTAL | | $N''_x = n''_x (100 - N'_{10}) / 100$ | 94,3 | 94,1 | 94,1 | 94,0 | 93,9 | 93,8 | | |
| FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 75 µm - SEDIMENTAÇÃO | | | | | | | | | | |
| TEMPO | TEMPE- RATURA | CORREC. DA TEMP. | LEIT. NO DENSÍMET. | $L_s+C_M-C_A+$ $+C_T$ | Z | Z / t | $D=K(Z/t)^{0,5}$ | $B=10^3(L_c-1)$ | A x B n_D | $n_D(100-N'_{10})/$ /100 |
| (min.) | (°C) | C_T | L_s | L_c | (cm) | | | | (%) | N_D (%) |
| 1 | 21,6 | 0,0002 | 1,0365 | 1,0347 | 6,793 | 6,793 | 0,0337 | 34,70 | 90,72 | 90,7 |
| 2 | 21,6 | 0,0002 | 1,0350 | 1,0332 | 7,199 | 3,600 | 0,0246 | 33,20 | 86,80 | 86,8 |
| 5 | 21,6 | 0,0002 | 1,0315 | 1,0297 | 8,146 | 1,629 | 0,0165 | 29,70 | 77,65 | 77,6 |
| 15 | 21,5 | 0,0002 | 1,0260 | 1,0242 | 9,635 | 0,642 | 0,0104 | 24,20 | 63,27 | 63,3 |
| 30 | 21,6 | 0,0002 | 1,0215 | 1,0197 | 10,852 | 0,362 | 0,0078 | 19,70 | 51,50 | 51,5 |
| 60 | 21,7 | 0,0002 | 1,0158 | 1,0140 | 12,395 | 0,207 | 0,0059 | 14,00 | 36,60 | 36,6 |
| 250 | 21,7 | 0,0002 | 1,0100 | 1,0082 | 13,964 | 0,056 | 0,0031 | 8,20 | 21,44 | 21,4 |
| 1440 | 20,9 | 0,0000 | 1,0060 | 1,0040 | 15,047 | 0,010 | 0,0013 | 4,00 | 10,46 | 10,5 |
| 2880 | 20,9 | 0,0000 | 1,0050 | 1,0030 | 15,317 | 0,005 | 0,0009 | 3,00 | 7,84 | 7,8 |

QUAD.A 2 - Resultado análise granulometria por sedimentação e peneiramento amostra de OSSU

| DATA | | ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | | | | | | Amostra : OSSU | | |
|--|--------|--|--|----------------|-----------|---------|-----------------------------|-----------------|---------------------|-------|
| 18/01/2016 | | CEN ISO/TS 17892-4 | | | | | | | | |
| | | MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf) | | | | | | $m_t =$ | 59,59 | |
| | | MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) | | | | | | $m_{10} =$ | 0,00 | |
| | | MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) | | | | | | $m'_{10} =$ | 59,59 | |
| | | % RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | $N'_{10} =$ | 0,0 | |
| FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | | | | | |
| PENEIROS | | | 3" | 2" | 1,5" | 1" | 3/4" | 3/8" | nº4 | nº10 |
| ABERTURA (mm) | | | 76,1 | 50,8 | 38,1 | 25,4 | 19,0 | 9,51 | 4,76 | 2,00 |
| MASSA RETIDA (gf) | | (m_x) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| %RETIDA | | $[N_x=(m_x/m_t) \times 100]$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| %RETIDA ACUMULADA | | (N'_x) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 0,00 | 0,00 |
| %PASSADA ACUMULADA | | ($N''_x=100-N'_x$) | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) | | | | | | | | | | |
| NÚMERO DA PROVETA | | 8 | TEMP. MÉDIA DO ENSAIO, (°C) T= 21,6 | | | | PROV. SECO AO AR, $m_a =$ | | | 77,82 |
| NÚMERO DO DENSÍMETRO | | 1 | $K = 30\mu/(980(\gamma_s-\gamma_w)^{0.5}) = 0,01286$ | | | | PROVETE SECO (gf) : | | | |
| CORRECÇÕES : | | | $A = (100/m_b)(\gamma_s/(\gamma_s-1)) = 2,6232$ | | | | SEM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b =$ | | | 59,59 |
| MENISCO, $C_M =$ | | 0,0005 | Nº da | Peso Solo | Peso Solo | T. água | COM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b =$ | | | |
| ANTIFLOCULANTE, $C_A =$ | | 0,0025 | cápsula | humido, gf | seco, gf | w, (%) | PERDA NO PRÉ- | | (gf) , $n_p =$ | |
| P. VOL. PART. SÓLIDAS, $\gamma_s =$ | | 2,78 | A1 | 12,94 | 9,91 | 30,6 | -TRATAMENTO | | (%) , $N_p =$ | |
| | | | MASSA DA AMOSTRA SECA A ENSAIAR (gf) | | | | $m_b =$ | 59,59 | | |
| PENEIROS | | | nº20 | nº40 | nº60 | nº80 | nº140 | nº200 | | |
| ABERTURA (mm) | | | 0,841 | 0,425 | 0,250 | 0,180 | 0,106 | 0,075 | | |
| MASSA RETIDA (gf) | | (m_x) | 0,26 | 0,14 | 0,07 | 0,05 | 0,07 | 0,10 | | |
| %RETIDA | | $n_x = (m_x/m_b) \times 100$ | 0,44 | 0,23 | 0,12 | 0,08 | 0,12 | 0,17 | | |
| %RETIDA ACUMULADA | | (n'_x) | 0,44 | 0,67 | 0,79 | 0,87 | 0,99 | 1,16 | | |
| %PASSADA ACUMULADA | | $n''_x = 100 - n'_x$ | 99,56 | 99,33 | 99,21 | 99,13 | 99,01 | 98,84 | | |
| %PASSADA ACUM. TOTAL | | $N''_x = n''_x (100 - N'_{10}) / 100$ | 99,6 | 99,3 | 99,2 | 99,1 | 99,0 | 98,8 | | |
| FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 75 µm - SEDIMENTAÇÃO | | | | | | | | | | |
| TEMPO | TEMPE_ | CORREC. | LEIT. NO | $L_s+C_M-C_A+$ | | | | A x B | $n_b(100-N'_{10})/$ | |
| | RATURA | DA TEMP. | DENSÍMET. | $+C_T$ | Z | Z / t | $D=K(Z/t)^{0.5}$ | $B=10^3(L_c-1)$ | n_b | /100 |
| (min.) | (°C) | C_T | L_s | L_c | (cm) | | | (%) | N_b (%) | |
| 1 | 21,6 | 0,0002 | 1,0385 | 1,0367 | 6,260 | 6,260 | 0,0322 | 36,70 | 96,27 | 96,3 |
| 2 | 21,6 | 0,0002 | 1,0377 | 1,0359 | 6,477 | 3,238 | 0,0231 | 35,90 | 94,17 | 94,2 |
| 5 | 21,6 | 0,0002 | 1,0370 | 1,0352 | 6,666 | 1,333 | 0,0149 | 35,20 | 92,34 | 92,3 |
| 15 | 21,6 | 0,0002 | 1,0360 | 1,0342 | 6,937 | 0,462 | 0,0087 | 34,20 | 89,71 | 89,7 |
| 30 | 21,6 | 0,0002 | 1,0350 | 1,0332 | 7,207 | 0,240 | 0,0063 | 33,20 | 87,09 | 87,1 |
| 60 | 21,7 | 0,0002 | 1,0330 | 1,0312 | 7,748 | 0,129 | 0,0046 | 31,20 | 81,84 | 81,8 |
| 250 | 21,7 | 0,0002 | 1,0280 | 1,0262 | 9,101 | 0,036 | 0,0025 | 26,20 | 68,73 | 68,7 |
| 1440 | 21,7 | 0,0002 | 1,0220 | 1,0202 | 10,725 | 0,007 | 0,0011 | 20,20 | 52,99 | 53,0 |
| 2880 | 20,9 | 0,0000 | 1,0180 | 1,0160 | 11,807 | 0,004 | 0,0008 | 16,00 | 41,97 | 42,0 |

QUAD.A 3 - Calibragem do picnómetro para amostra de Dili

| | | | |
|----------------|--|--------|--------|
| t ₁ | Temperatura de calibragem do picnómetro (°C) | 26.30 | 26.00 |
| m ₁ | Peso do picnómetro (gf) | 55.97 | 55.74 |
| m ₂ | Peso do picnómetro + água destilado (gf) | 155.66 | 155.39 |

QUAD.A 4 - Determinação da densidade das partículas da amostra de Dili

| | | | |
|--|---|--------|--------|
| - | Número do picnómetro | 17 | 18 |
| m ₃ | Picnómetro + água destilado (gf) | 155.77 | 155.63 |
| m ₅ | Picnómetro + amostra + água destilado (gf) | 172.95 | 173.59 |
| - | No. do picnómetro | 17 | 18 |
| A | Peso da cápsula (gf) | 257.60 | 264.40 |
| B | Peso amostra seco + cápsula (gf) | 284.26 | 291.91 |
| m ₄ = B-A | Peso amostra seco (gf) | 26.66 | 27.51 |
| tx | Temperatura do ensaio (°C) | 22.00 | 22.00 |
| K | Razão entre as densidades da água à temperatura a 20°C | 1.000 | 1.000 |
| $\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9.81$ | Peso volúmico das partículas sólidas (kN/m ³) | 27.59 | 27.32 |
| Média da densidade das partículas sólidas (-) | | 2.80 | |

QUAD.A 5 - Calibragem do picnómetro para amostra de Ossu

| | | | |
|----------------|--|--------|--------|
| t ₁ | Temperatura de calibragem do picnómetro (°C) | 27.10 | 25.90 |
| m ₁ | Peso do picnómetro (gf) | 57.70 | 55.91 |
| m ₂ | Peso do picnómetro + água destilado (gf) | 157.30 | 155.53 |

QUAD.A 6 – Determinação da densidade das partículas do amostra de Ossu

| | | | |
|--|---|--------|--------|
| - | Número do picnómetro | 3 | 20 |
| m ₃ | Picnómetro + água destilado (gf) | 157.43 | 155.63 |
| m ₅ | Picnómetro + amostra + água destilado (gf) | 176.32 | 173.59 |
| - | No. do picnómetro | 3 | 20 |
| A | Peso da cápsula (gf) | 260.89 | 263.59 |
| B | Peso amostra seco + cápsula (gf) | 290.44 | 291.64 |
| m ₄ = B-A | Peso amostra seco (gf) | 29.55 | 28.05 |
| tx | Temperatura do ensaio (°C) | 21.7 | 21.8 |
| K | Razão entre as densidades da água à temperatura a 20°C | 1.000 | 1.000 |
| $\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9.81$ | Peso volúmico das partículas sólidas (kN/m ³) | 27.19 | 27.27 |
| Média da densidade das partículas sólidas (-) | | 2.78 | |

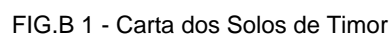
B. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

QUAD.B 1 - Característica dos solos que encontradas em Timor

| Município | Símbolos | Material de Origem | Elemento fisiográfico | Tipografia declive | Textura do Solos | Profundidade | Drenagem | Classificação |
|---------------|----------|---------------------|-----------------------|--------------------|------------------|--------------|----------|---------------|
| Viqueque/Ossu | As | | Aluviões e colisões | Plana 0-1° | Argiloso | 0,90-1,50m | Muito má | Solonchak |
| | Atct | | | | | | | Fluvisolos |
| | CE | | Encostas e Montanhosa | 15° - 30° | Argiloso | 0,50-1,50m | Variavel | Luvossolos |
| | CN | Deposito de Argila | Montanhosa | Ondulado | Argila-Arenoso | > 1,80 | Moderada | Vertissolos |
| | Pfdp | | | | | | | |
| Bobonaro | PF | Calcário | Montanhas | Montanhoso > 30° | | | | |
| | Cnd | Deposito de Argilas | Encostas e Montanhosa | Ondulado 0-15° | Argiloso | >1,80 m | | Vertissolos |
| | CN | Deposito de Argilas | Montanhosa | Ondulado 0-8° | Argila-Arenosa | < 1,80 m | | Vertissolos |
| | PCXd | Calcário | | Ondulado 3 - 30° | Argiloso | 0,80-1,50m | | Vertissolos |
| | PCXdp | | | | | | | Vertissolos |
| | PXGd | Xisto-Argiloso | Montanhas e Colinas | Ondulado 1-15° | Argiloso | 0,50-1,50m | | Cambissolos |

| | | | | | | | | |
|--|------|--------------------------|-------------------------|------------------|----------|------------|-----------------|-------------|
| | PXGp | Xisto-Argiloso | Montanhas e Colinas | Ondulado 1-15° | Argiloso | > 1,50 m | | Cambissolos |
| | A1 | Aluviões Moderada | Planícies Aluvionares | Plana 0-2° | Arenoso | > 1,80 m | Boa Excessiva | Fluvisolos |
| | A2 | Aluviões Moderada | Planícies Aluvionares | Plana 0-1° | Arenoso | > 1,80 m | Boa | Fluvisolos |
| | ACM | | | | | | | Fluvisolos |
| | Atdc | Aluviões Antiga | | Plana 0-1° | Variável | < 0,50 m | Variavel | Fluvisolos |
| | BCTC | | | | | | | |
| | G | Coluvionário Calcário | Baixas e Plana | Plana 0-1° | Argiloso | > 1,80 m | Muito má | Gleissolos |
| | PXG | Xistos Argiloso | Montanhas e Colinas | 1-15° | Argiloso | > 1,50 m | Imperfeita a má | Cambissolos |
| | Atd | Aluviões Antiga | Plana ao longo dos rios | Ondulado 1-3° | Variável | > 1,80 m | Boa Imperfeita | Fluvisolos |
| | Atf | | | | | | | Fluvisolos |
| | Ap | Aluviões Moderna | | Plana 0-1° | Argiloso | | | Fluvisolos |
| | BCM | | | | | | | Fluvisolos |
| | Cxd | Xistos Metamórficos | Plateaus e encostas | Ondulado 1-15° | Argiloso | 0,30-1,80m | Raramente má | Cambissolos |
| | Cxdp | Xistos Metamórficos | Plateaus e encostas | Ondulado 1-15° | Argiloso | 1,30-1,80m | Raramente má | Luvisolos |
| | CZVX | Calcários e Margas Calc. | Cumes de colunas | Ondulado 0-8° | Argiloso | > 1,50 m | Má e Imperfeita | Cambissolos |
| | Be | | | | | | | |
| | Cpdp | Rochas Vulcânicas | Montanhas | Montanhoso >3 0° | Arenoso | 0,30-0,50m | Boa a Moderada | Litossolos |
| | PCXd | Calcários Margosos | Baixas e encostas | Colinoso 3-30° | Argiloso | 0,80-1,50m | Imperfeita a má | Luvisolos |
| | PXGP | Xisto argiloso | Montanhas e Colinas | Ondulado 0-15° | Argiloso | > 1,50 m | Imperfeita a má | Cambissolos |

MANATUTO



C. ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Resultado dos ensaios de limite de liquidez da amostra de Dili com método de *fall-cone test*.

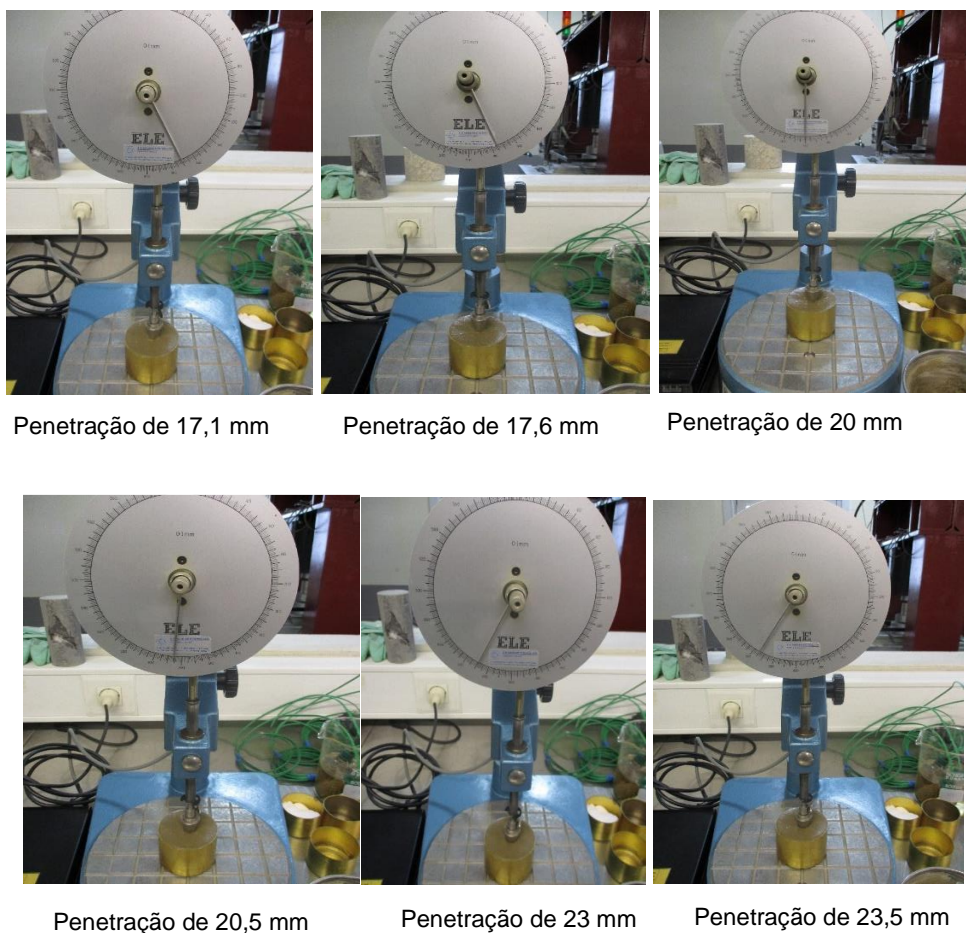


FIG.C 1– Penetrações da queda do cone para amostra de Dili

QUAD.C 1- resultado do fall-cone test para amostra de Dili

| Requisito de penetração | 15 | | 17 - 18 | | 20 - 21 | | 23 - 24 | |
|-------------------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| Penetração de Cone | 15,7 | 15,2 | 17,6 | 17,1 | 20,5 | 20 | 23,5 | 23 |
| No da capsula | 9A | 6L | 11L | 13L | 2 | 32L | 4L | 29L |
| Peso da capsula | 10,85 | 9,35 | 6,22 | 6,36 | 6,27 | 9,24 | 6,25 | 9,24 |
| P. cap. + solo húmido | 28,27 | 20,36 | 19,74 | 23,16 | 22,14 | 32,17 | 28,8 | 22,93 |
| P. cap. + solo seco | 22,44 | 16,93 | 15,17 | 17,51 | 16,6 | 24,32 | 20,77 | 18,08 |
| Peso do solo seco | 11,59 | 7,58 | 8,95 | 11,15 | 10,33 | 15,08 | 14,52 | 8,84 |
| Peso da água | 5,83 | 3,43 | 4,57 | 5,65 | 5,54 | 7,85 | 8,03 | 4,85 |
| Teor em água | 50,3 | 45,25 | 51,06 | 50,67 | 53,63 | 52,06 | 55,3 | 54,86 |
| Teor em água média | 47,78 % | | 50,87 % | | 52,84 % | | 55,08 % | |
| Penetração média | 15,45 | | 17,35 | | 20,25 | | 23,25 | |

QUAD.C 2 - resultado do ensaio da concha de Casagrande para amostra de Dili

| No de Pancadas | 16 | | 22 | | 27 | | 35 | |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| No da capsula | 10 | 5L | 13L | 2L | 30L | 24L | 14L | 23L |
| Peso da capsula | 9,06 | 6,26 | 9,17 | 6,24 | 9,24 | 6,3 | 5,79 | 6,1 |
| P. capsula + Solo húmido | 14,75 | 11,69 | 14,31 | 11,78 | 13,87 | 11,86 | 11,6 | 11,16 |
| P. capsula + Solo seco | 12,73 | 9,77 | 12,54 | 9,9 | 12,34 | 10,03 | 9,72 | 9,52 |
| Peso do solo seco | 3,67 | 3,51 | 3,37 | 3,66 | 3,1 | 3,73 | 3,93 | 3,42 |
| Peso da água | 2,02 | 1,92 | 1,77 | 1,88 | 1,53 | 1,83 | 1,88 | 1,64 |
| Teor em água | 55,04 | 54,70 | 52,52 | 51,37 | 49,35 | 49,06 | 47,84 | 47,95 |
| Teor em água média | 54,87 | | 51,94 | | 49,21 | | 47,90 | |

QUAD.C 3 - Resultado do limite de plasticidade para amostra de Dili

| | Número da cápsula | | 30L | 36L | 24L | 23L |
|-----------------|-------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|
| m1 | Peso da cápsula | (gf) | 9,24 | 9,14 | 6,29 | 6,1 |
| m2 | Peso da cápsula + solo húmido | (gf) | 10,51 | 9,74 | 7,44 | 6,55 |
| m3 | Peso da cápsula + solo seco | (gf) | 10,21 | 9,63 | 7,19 | 6,45 |
| ws = m3 - m1 | Peso do solo seco | (gf) | 0,97 | 0,49 | 0,9 | 0,35 |
| Ww = m2 - m3 | Peso da água | (gf) | 0,3 | 0,11 | 0,25 | 0,1 |
| W = Ww/ws x 100 | Teor em água | (%) | 30,93 | 22,45 | 27,78 | 28,57 |
| | Teor em água médio | (%) | 27,4 | | | |

QUAD.C 4 - Resultado do ensaio do limite de liquidez para amostra de Ossu

| No de capsula | 32L | 29L | 20L | 13L |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|
| No da pancadas | 14 | 23 | 29 | 36 |
| Peso da capsula | 9.23 | 9.25 | 6.26 | 6.35 |
| P. da cap. + solo húm. | 15.56 | 14.51 | 11.73 | 11.49 |
| P.cap+solo seco | 12.70 | 12.17 | 9.32 | 9.28 |
| Peso solo seco | 3.47 | 2.92 | 3.06 | 2.93 |
| Peso da água | 2.86 | 2.34 | 2.41 | 2.21 |
| Teor em água (%) | 82 | 80 | 78 | 77 |

QUAD.C 5 - Determinação do limite de plasticidade para amostra de Ossu

| | Número da cápsula | | 34L | 21L | 11L | 5L |
|-----------------|-------------------------------|------|--------|------|------|------|
| m1 | Peso da cápsula | (gf) | 9.48 | 6.40 | 6.21 | 6.26 |
| m2 | Peso da cápsula + solo húmido | (gf) | 110.39 | 7.36 | 7.05 | 7.22 |
| m3 | Peso da cápsula + solo seco | (gf) | 10.20 | 7.16 | 6.89 | 7.03 |
| ws = m3 - m1 | Peso do solo seco | (gf) | 0.76 | 0.76 | 0.68 | 0.77 |
| Ww = m2 - m3 | Peso da água | (gf) | 0.19 | 0.20 | 0.16 | 0.19 |
| W = Ww/ws x 100 | Teor em água | (%) | 25 | 26 | 24 | 25 |
| | Teor em água média | (%) | 25 | | | |

D. ENSAIO EDOMÉTRICO

QUAD.D 1- Recapitulação resultado dos ensaios Edométrico amostra de Dili

| Valores iniciais | | | | Valores Finais | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|----------|----------|--------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---|------------|--------------------------|----------|
| Diâmetro do provete | | | | 50,11 mm | Teor em água | | 40,39 % | Peso do provete humido | | | | 61,89 | gf | | | | | |
| Altura do provete | | | | 19,4 mm | Peso volúmico | | 12,43 | Peso do Provete seco | | | | 48,46 | gf | | | | | |
| Altura do provete | | | | 0,0194 m | | | | | | | | | | | | | | |
| Área do provete | | | | 19,721443 cm2 | Índice de Vazios | | 1,21062 | Teor em água | | | | 27,71 | % | | | | | |
| Volume do provete | | | | 38,259599 cm3 | Grau de saturação | | 93,42 % | Peso volumico | | | | 15,5 | kN/m³ | | | | | |
| P. do provete humido | | | | 67,42 gf | | | | Índice de vazios | | | | 0,775 | | | | | | |
| P. volúmico das part. sólidas | | | | 2,80 | Altura de sólidos (h _s) | | 0,878 | Grau de saturação | | | | 100,10 | % | | | | | |
| Escalões de carga | | Leituras | Correção | Assenta_m ento corrigido | Altura | Índice de Vazios | Peso Volúmico | Altura média | Tempo de consolidação | | Coeficiente de consolidação | | | | Índice de Compressibilidade | | Coef. de Permea_bilidade | |
| | | | | | | | | | | | 0,848 | | 0,197 | | | | k | |
| | σ | L | c | δ | h | e | γ _d | h _m | taylor | Casag. | C _v | C _v | a _v | m _v | C _v a _v /(1+e ₀)10³ | | | |
| | | | | l-c | h _i -δ | (h-h _s)/h _s | γ _s /(1+e) | Δh/4 | t ₉₀ | t ₅₀ | 0,848H²/t ₉₀ | 0,197H²/t ₅₀ | 0,848H²/t ₉₀ | 0,197H²/t ₅₀ | Δe/Δσ | ΔV/Δσ | m/s | |
| Nº | kPa | mm | mm | | mm | | | mm | | | m²/min | m²/Ano | | m²/MN | taylor | casagrande | | |
| 0 | 2 | - | 0,000 | 0,000 | 19,400 | 1,211 | 12,425 | - | | | | | | | | | | |
| 1 | 6 | 0,00 | 0,022 | -0,022 | 19,422 | 1,213 | 12,411 | 9,706 | | | | | | | | | | |
| 2 | 12 | 0,090 | 0,037 | 0,053 | 19,347 | 1,205 | 12,459 | 9,692 | 1,00 | 0,19 | 7,98E-05 | 9,76E-05 | 41,93674099 | 51,27568257 | 1,4244 | 0,6443 | 8,57E-10 | 1,05E-09 |
| 3 | 25 | 0,234 | 0,055 | 0,179 | 19,221 | 1,190 | 12,541 | 9,642 | 2,89 | 0,15 | 2,76E-05 | 1,24E-04 | 14,51098304 | 64,94919792 | 1,1044 | 0,4996 | 2,30E-10 | 1,03E-09 |
| 4 | 50 | 0,455 | 0,104 | 0,351 | 19,049 | 1,171 | 12,654 | 9,568 | 1,44 | 0,21 | 5,54E-05 | 8,83E-05 | 29,12273680 | 46,39228423 | 0,7840 | 0,3546 | 3,28E-10 | 5,22E-10 |
| 5 | 100 | 0,808 | 0,095 | 0,713 | 18,687 | 1,129 | 12,900 | 9,434 | 3,24 | 0,15 | 2,46E-05 | 1,24E-04 | 12,94343858 | 64,94919792 | 0,8250 | 0,3732 | 1,53E-10 | 7,69E-10 |
| 6 | 200 | 1,355 | 0,081 | 1,274 | 18,126 | 1,065 | 13,299 | 9,203 | 1,44 | 0,20 | 5,54E-05 | 9,27E-05 | 29,12273680 | 48,71189844 | 0,6393 | 0,2892 | 2,67E-10 | 4,47E-10 |
| 7 | 400 | 2,095 | 0,091 | 2,004 | 17,396 | 0,982 | 13,857 | 8,881 | 3,61 | 0,21 | 2,21E-05 | 8,83E-05 | 11,61682576 | 46,39228423 | 0,4159 | 0,1881 | 6,93E-11 | 2,77E-10 |
| 8 | 800 | 2,976 | 0,111 | 2,865 | 16,535 | 0,884 | 14,578 | 8,483 | 3,61 | 0,20 | 2,21E-05 | 9,27E-05 | 11,61682576 | 48,71189844 | 0,2453 | 0,1110 | 4,09E-11 | 1,71E-10 |
| 9 | 1600 | 3,914 | 0,14 | 3,774 | 15,626 | 0,781 | 15,426 | 8,040 | 5,06 | 0,20 | 1,58E-05 | 9,27E-05 | 8,28789348 | 48,71189844 | 0,1295 | 0,0586 | 1,54E-11 | 9,05E-11 |
| 10 | 3200 | 4,894 | 0,194 | 4,700 | 14,700 | 0,675 | 16,398 | 7,582 | 3,61 | 1,18 | 2,21E-05 | 1,57E-05 | 11,61682576 | 8,25625397 | 0,0659 | 0,0298 | 1,10E-11 | 7,81E-12 |
| 11 | 6400 | 5,854 | 0,257 | 5,597 | 13,803 | 0,573 | 17,464 | 7,126 | | | | | | | | | | |
| 12 | 3200 | 5,783 | 0,338 | 5,445 | 13,955 | 0,590 | 17,274 | 6,940 | | | | | | | | | | |
| 13 | 800 | 5,439 | 0,301 | 5,138 | 14,262 | 0,625 | 16,902 | 7,054 | | | | | | | | | | |
| 14 | 200 | 5,000 | 0,230 | 4,770 | 14,630 | 0,667 | 16,477 | 7,223 | | | | | | | | | | |
| 15 | 50 | 4,470 | 0,186 | 4,284 | 15,116 | 0,722 | 15,947 | 7,437 | | | | | | | | | | |
| 16 | 12 | 3,974 | 0,152 | 3,822 | 15,578 | 0,775 | 15,474 | 7,674 | | | | | | | | | | |

QUAD.D 2– Recapitulação resultado do ensaio Edométrico amostra de Dili

| Valores iniciais | | | | | | | | | | Valores Finais | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|----------|----------|------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|-----------------|--------------------------|------------------------|---------------------------------------|----------|---------------------------------------|------------|--------------------------------|----------------|---|------------|---------|--------|-----------------|---------|--|--|--|
| Diâmetro do provete | | | | 50,11 mm | Teor em água | | | | 40,39 % | Peso do provete humido | | | | 61,89 gf | | | | | | | | | | | |
| Altura do provete | | | | 19,4 mm | Peso volúmico | | | | 12,43 | Peso do Provete seco | | | | 48,46 gf | | | | | | | | | | | |
| Altura do provete | | | | 0,0194 m | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,42437E-06 | | | | |
| Área do provete | | | | 19,721443 cm2 | Índice de Vazios | | | | 1,21062 | Teor em água | | | | 27,71 % | | | | | | | | | | | |
| Volume do provete | | | | 38,259599 cm3 | Grau de saturação | | | | 93,42 % | Peso volumico | | | | 15,5 kN/m³ | | | | | | | | | | | |
| P. do provete humido | | | | 67,42 gf | | | | | | Índice de vazios | | | | 0,775 | | | | | | | | | | | |
| P. volúmico das part. sólidas | | | | 2,80 | Altura de sólidos (h _s) | | | | 0,878 | Grau de saturação | | | | 100,10 % | | | | | | | | | | | |
| Escalões de carga | | Leituras | Correção | Assenta_m ento corrido | Altura | Índice de Vazios | Peso Volúmico | Altura média | Tempo de consolidação | | Coeficiente de consolidação | | | | Índice de Compressibilidade | | Coef. de Permea_bilidade | | | | Cálculo o tempo | | | | |
| | | | | | | | | | | | 0,103 | | 0,103 | | | | k | | | | de corte | | | | |
| σ | | L | c | δ | h | e | γ _d | h _m | Taylor | Casag. | C _v | | C _v | | a _v | m _v | C _v a _v /(1+e ₀)10 ³ | | | | mm/minuto | | | | |
| | | | | l-c | h-δ | (h-h _s)/h _s | γ _s /(1+e) | Δh/4 | | | 0,103H ² /t ₁₀₀ | | 0,103H ² /t ₁₀₀ | | Δe/Δσ | ΔV/Δσ | m/s | | 12,7 | 12,7 | 8 | | | | |
| Nº | kPa | mm | mm | | mm | | | mm | t ₁₀₀ | t ₁₀₀ | m ² /min | | m ² /Ano | | m ² /MN | | taylor | casagrande | Taylor | Casag. | Taylor | Casag. | | | |
| 0 | 2 | - | 0,000 | 0,000 | 19,400 | 1,211 | 12,425 | - | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 6 | 0,00 | 0,022 | -0,022 | 19,422 | 1,213 | 12,411 | 9,706 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 12 | 0,090 | 0,037 | 0,053 | 19,347 | 1,205 | 12,459 | 9,692 | 3,24 | 1,80 | 2,99E-06 | 5,38E-06 | 1,57213936 | 2,82985084 | 1,4244 | 0,6461 | 3,21E-11 | 5,78E-11 | 41,148 | 22,86 | 0,19442 | 0,34996 | | | |
| 3 | 25 | 0,234 | 0,055 | 0,179 | 19,221 | 1,190 | 12,541 | 9,642 | 31,36 | 1,12 | 3,09E-07 | 8,65E-06 | 0,16242766 | 4,54797456 | 1,1044 | 0,5010 | 2,57E-12 | 7,21E-11 | 398,272 | 14,224 | 0,02009 | 0,56243 | | | |
| 4 | 50 | 0,455 | 0,104 | 0,351 | 19,049 | 1,171 | 12,654 | 9,568 | 6,25 | 1,50 | 1,55E-06 | 6,46E-06 | 0,81499704 | 3,39582101 | 0,7840 | 0,3556 | 9,17E-12 | 3,82E-11 | 79,375 | 19,05 | 0,10079 | 0,41995 | | | |
| 5 | 100 | 0,808 | 0,095 | 0,713 | 18,687 | 1,129 | 12,900 | 9,434 | 5,29 | 0,80 | 1,83E-06 | 1,21E-05 | 0,96289821 | 6,36716439 | 0,8250 | 0,3742 | 1,14E-11 | 7,53E-11 | 67,183 | 10,16 | 0,11908 | 0,78740 | | | |
| 6 | 200 | 1,355 | 0,081 | 1,274 | 18,126 | 1,065 | 13,299 | 9,203 | 3,61 | 1,60 | 2,68E-06 | 6,06E-06 | 1,41100596 | 3,18358220 | 0,6393 | 0,2900 | 1,29E-11 | 2,92E-11 | 45,847 | 20,32 | 0,17449 | 0,39370 | | | |
| | 400 | 2,095 | 0,091 | 2,004 | 17,396 | 0,982 | 13,857 | 8,881 | 11,56 | 1,90 | 8,38E-07 | 5,10E-06 | 0,44063421 | 2,68091132 | 0,4159 | 0,1887 | 2,63E-12 | 1,60E-11 | 146,812 | 24,13 | 0,05449 | 0,33154 | | | |
| 7 | 800 | 2,976 | 0,111 | 2,865 | 16,535 | 0,884 | 14,578 | 8,483 | 16,00 | 1,80 | 6,06E-07 | 5,38E-06 | 0,31835822 | 2,82985084 | 0,2453 | 0,1113 | 1,12E-12 | 9,96E-12 | 203,200 | 22,86 | 0,03937 | 0,34996 | | | |
| 8 | 1600 | 3,914 | 0,14 | 3,774 | 15,626 | 0,781 | 15,426 | 8,040 | 27,04 | 1,50 | 3,58E-07 | 6,46E-06 | 0,18837764 | 3,39582101 | 0,1295 | 0,0587 | 3,50E-13 | 6,31E-12 | 343,408 | 19,05 | 0,02330 | 0,41995 | | | |
| 9 | 3200 | 4,894 | 0,194 | 4,700 | 14,700 | 0,675 | 16,398 | 7,582 | 25,00 | 1,20 | 3,88E-07 | 8,08E-06 | 0,20374926 | 4,24477626 | 0,0659 | 0,0299 | 1,93E-13 | 4,02E-12 | 317,500 | 15,24 | 0,02520 | 0,52493 | | | |
| 10 | 6400 | 5,854 | 0,257 | 5,597 | 13,803 | 0,573 | 17,464 | 7,126 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | 3200 | 5,783 | 0,338 | 5,445 | 13,955 | 0,590 | 17,274 | 6,940 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | 800 | 5,439 | 0,301 | 5,138 | 14,262 | 0,625 | 16,902 | 7,054 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | 200 | 5,000 | 0,230 | 4,770 | 14,630 | 0,667 | 16,477 | 7,223 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 50 | 4,470 | 0,186 | 4,284 | 15,116 | 0,722 | 15,947 | 7,437 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | 12 | 3,974 | 0,152 | 3,822 | 15,578 | 0,775 | 15,474 | 7,674 | | | | | | | | | | | | | | | | | |

QUAD.D 3 - Cargas de utilização para o ensaio

| Carregamento | | | | | | | | | | | Descarga | | | | |
|--------------|-------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|----------|-------|------|------|------|
| kP | 12 | 25 | 50 | 100 | 200 | 400 | 800 | 1600 | 3200 | 6400 | 3200 | 800 | 200 | 50 | 12 |
| a | | | | | | | | | | | | | | | |
| kg | 0.183 | 0.42 | 0.87 | 1.78 | 3.60 | 7.24 | 14.53 | 29.10 | 58.23 | 116.50 | 58.23 | 14.53 | 3.60 | 0.87 | 0.18 |
| | 5 | 0 | 5 | 6 | 7 | 9 | 3 | 0 | 6 | 6 | 6 | 3 | 7 | 5 | 3 |

QUAD.D 4 - Fator tempo em função da percentagem de recalque por consolidação pela teoria Terzaghi

| U (%) | T | U (%) | T | U (%) | T | U (%) | T | U (%) | T |
|-------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0.0001 | 21 | 0.0346 | 41 | 0.132 | 61 | 0.297 | 81 | 0.588 |
| 2 | 0.0003 | 22 | 0.038 | 42 | 0.138 | 62 | 0.307 | 82 | 0.610 |
| 3 | 0.0007 | 23 | 0.0415 | 43 | 0.145 | 63 | 0.318 | 83 | 0.633 |
| 4 | 0.0013 | 24 | 0.0452 | 44 | 0.152 | 64 | 0.329 | 84 | 0.658 |
| 5 | 0.002 | 25 | 0.0491 | 45 | 0.159 | 65 | 0.34 | 85 | 0.684 |
| 6 | 0.0028 | 26 | 0.0531 | 46 | 0.166 | 66 | 0.351 | 86 | 0.712 |
| 7 | 0.0038 | 27 | 0.0572 | 47 | 0.173 | 67 | 0.364 | 87 | 0.742 |
| 8 | 0.005 | 28 | 0.0616 | 48 | 0.181 | 68 | 0.377 | 88 | 0.774 |
| 9 | 0.0064 | 29 | 0.066 | 49 | 0.189 | 69 | 0.389 | 89 | 0.809 |
| 10 | 0.0078 | 30 | 0.0707 | 50 | 0.197 | 70 | 0.403 | 90 | 0.848 |
| 11 | 0.0095 | 31 | 0.0755 | 51 | 0.204 | 71 | 0.416 | 91 | 0.891 |
| 12 | 0.0113 | 32 | 0.0804 | 52 | 0.212 | 72 | 0.431 | 92 | 0.938 |
| 13 | 0.0133 | 33 | 0.0855 | 53 | 0.221 | 73 | 0.445 | 93 | 0.992 |
| 14 | 0.0154 | 34 | 0.0908 | 54 | 0.23 | 74 | 0.461 | 94 | 1.054 |
| 15 | 0.0177 | 35 | 0.0962 | 55 | 0.239 | 75 | 0.477 | 95 | 1.128 |
| 16 | 0.0201 | 36 | 0.102 | 56 | 0.248 | 76 | 0.493 | 96 | 1.219 |
| 17 | 0.0227 | 37 | 0.108 | 57 | 0.257 | 77 | 0.510 | 97 | 1.335 |
| 18 | 0.0254 | 38 | 0.113 | 58 | 0.266 | 78 | 0.528 | 98 | 1.5 |
| 19 | 0.0283 | 39 | 0.119 | 59 | 0.276 | 79 | 0.547 | 99 | 1.781 |
| 20 | 0.0314 | 40 | 0.126 | 20 | 0.287 | 80 | 0.567 | 100 | |

Baseado no Quadro acima seguida os gráficos do resultado do ensaio para cada escalão:

Escalão 12 kPa

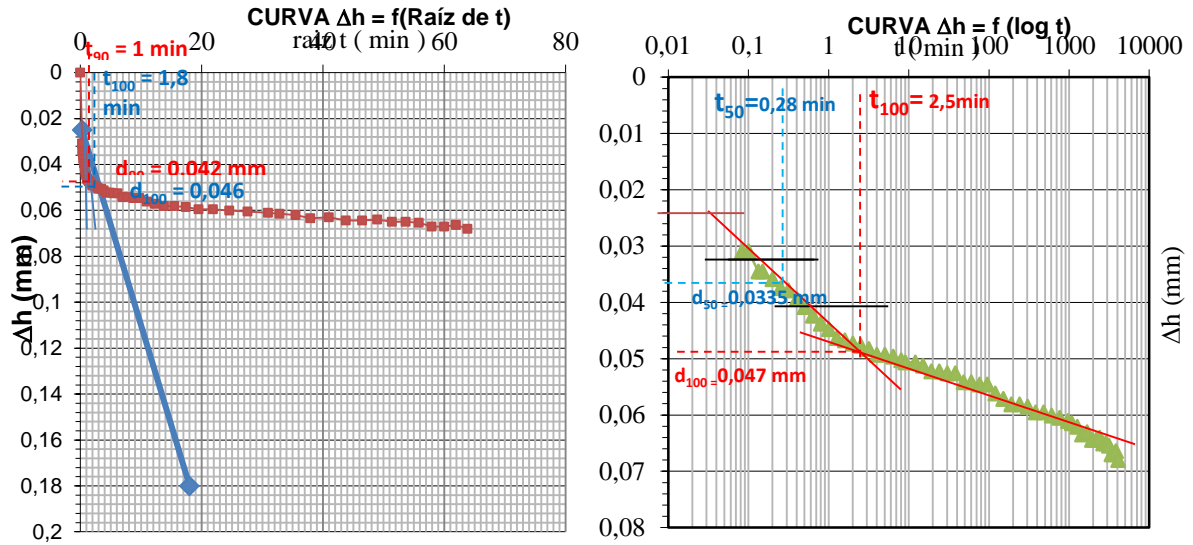


FIG.D 1 – Curva do ensaio do 1º escalão (12 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 41.93674 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 51.27568257 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 1.5721 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 2.8298 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 1.4244 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 1.4224 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.6461 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.6461 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 8.57\text{E-}10 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.05\text{E-}09 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.21\text{E-}11 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 5.75\text{E-}11 \text{ m/s}$$

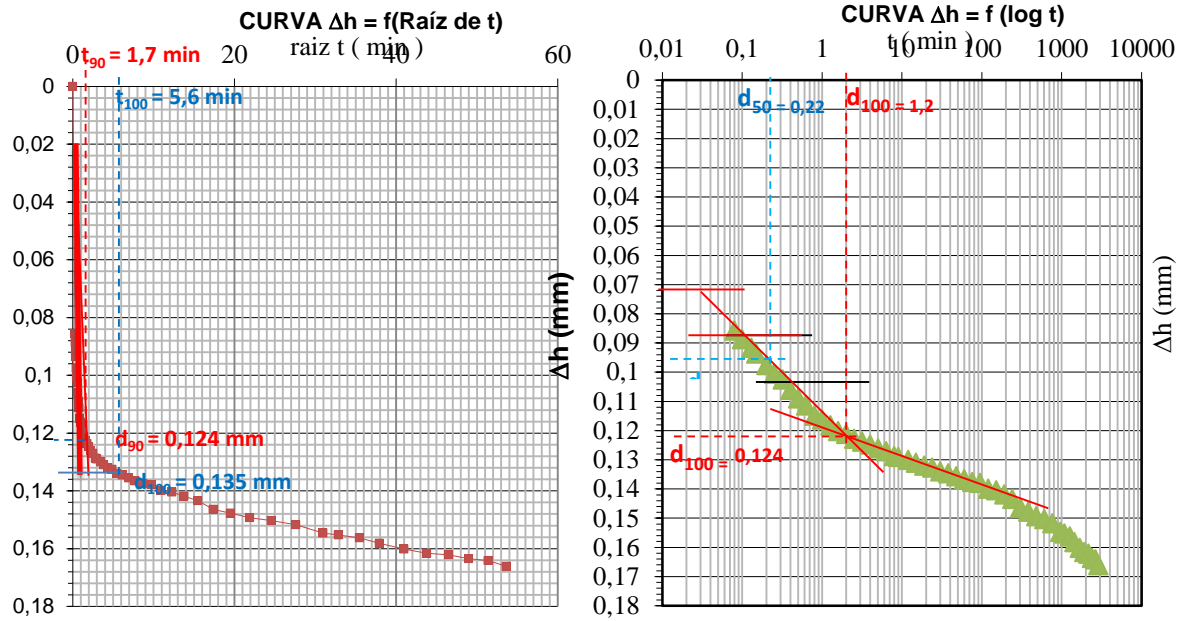


FIG.D 2 – Curva do ensaio do 1º escalão (25 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 14.5110 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 64.9491 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.25886 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.2989 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}}{1000} \right) = 1.1044 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$av = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}}{1000} \right) = 1.1044 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.5010 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.5010$$

m²/min

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.30\text{E-}10 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.03\text{E-}09 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.57\text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.21\text{E-}11 \text{ m/s}$$

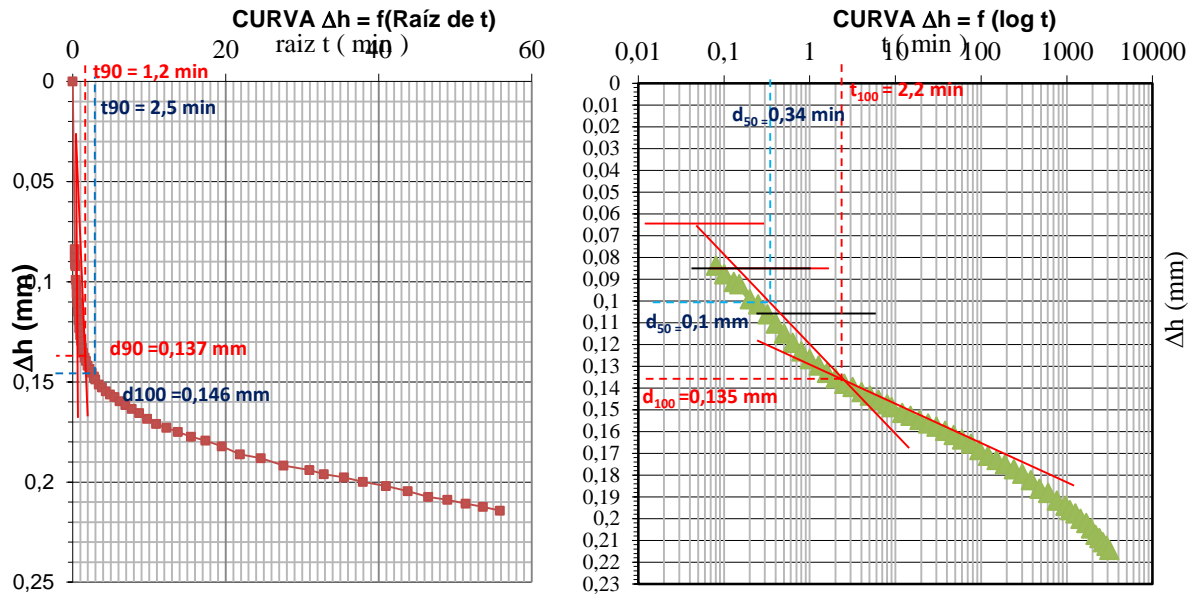


FIG.D 3 – Curva do ensaio do 3ª escalão (50 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 29.1227 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 46.3923 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.8150 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 3.396 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.7840 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.7840 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.3556 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.3556 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.28 \text{E-}10 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 5.22 \text{E-}10 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 9.17 \text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.82 \text{E-}11 \text{ m/s}$$

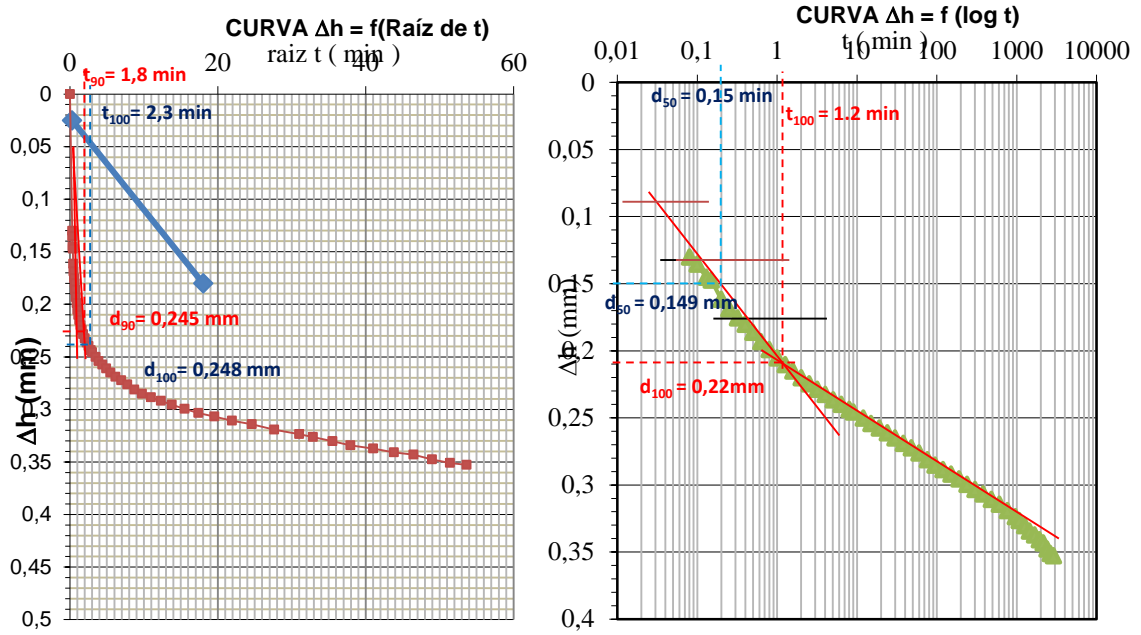


FIG.D 4– Curva do ensaio do 4ª escalão (100 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 12.9434 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 64.9492 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.9629 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 6.3672 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.8250 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.9250 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.3742 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.3742 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.53\text{E-}10 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.69\text{E-}10 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.14\text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.53\text{E-}11 \text{ m/s}$$

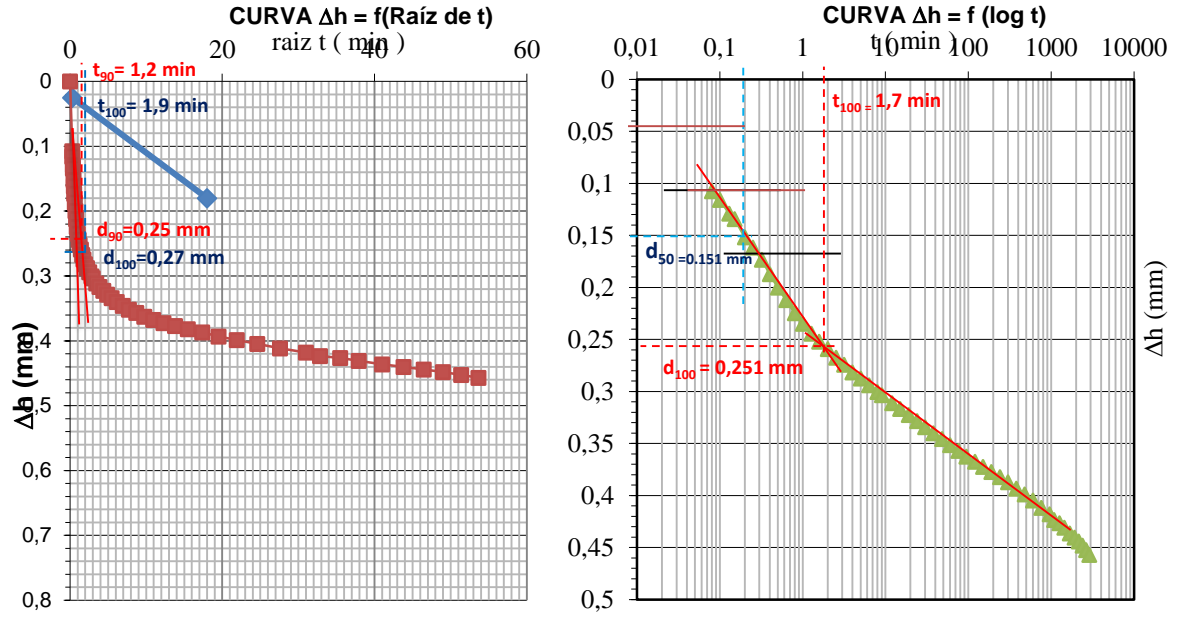


FIG.D 5 – Curva do ensaio do 5º escalão (200 kPa)

$$Cv = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 29.1230 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 48.7120 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 1.4111 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 3.1836 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'v}}{1000} \right) = 0.6393 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$av = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'v}}{1000} \right) = 0.6393 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.2900 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.2900 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.67\text{E-}10 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.47\text{E-}10 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.29\text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.92\text{E-}11 \text{ m/s}$$

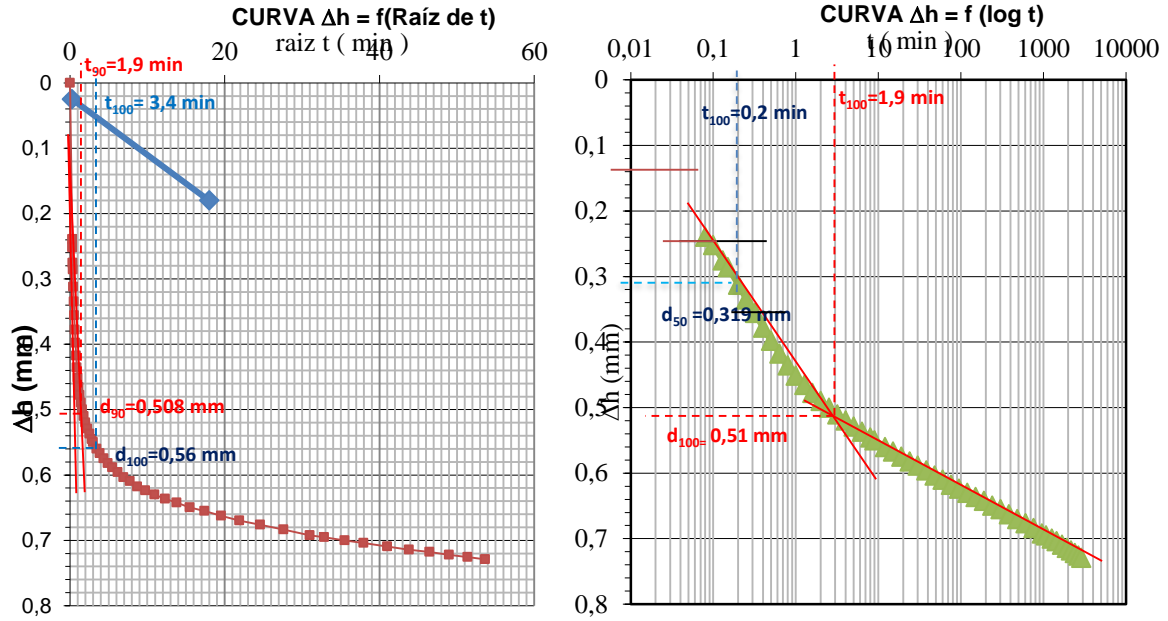


FIG.D 6 – Curva do ensaio do 6ª escalão (400 kPa)

$$Cv = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 11.6168 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 46.3923 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.4410 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 2.8810 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.4159 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.4159 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.1887 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.1887 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.93\text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.77\text{E-}1 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.63\text{E-}12 \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.60\text{E-}11 \text{ m/s}$$

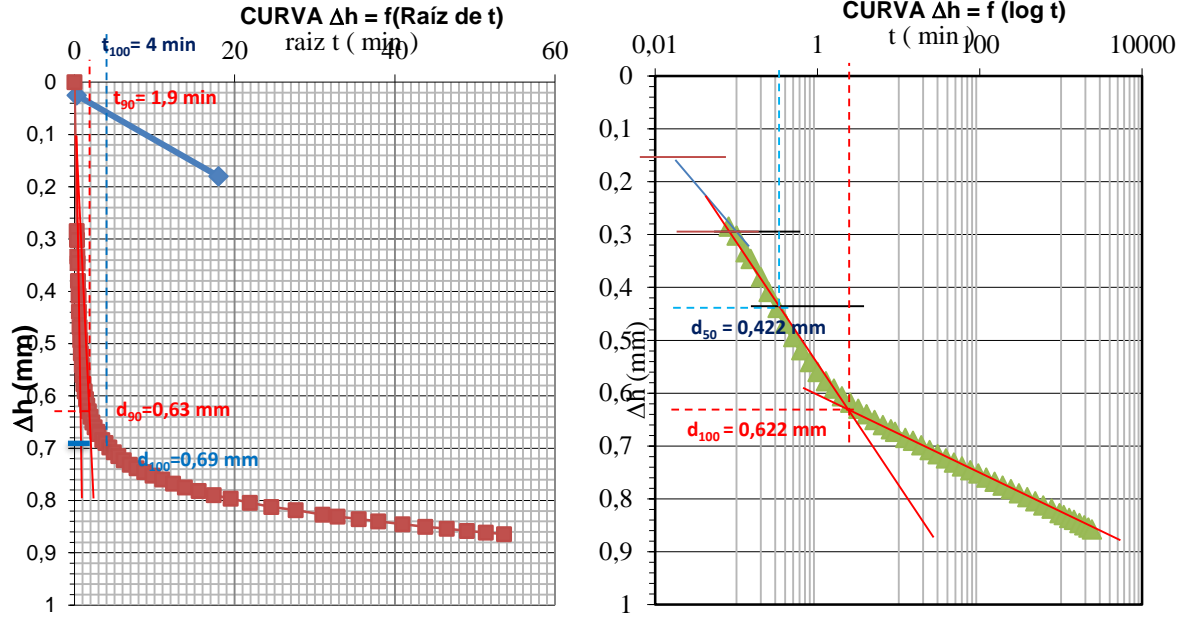


FIG.D 7 – Curva do ensaio do 7ª escalão (800 kPa)

$$Cv = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 11.6168 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 48.7120 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.3184 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 2.8299 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.2453 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.2453 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.1113 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.1113 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.09\text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.71\text{E-}10 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.12\text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 9.96\text{E-}12 \text{ m/s}$$

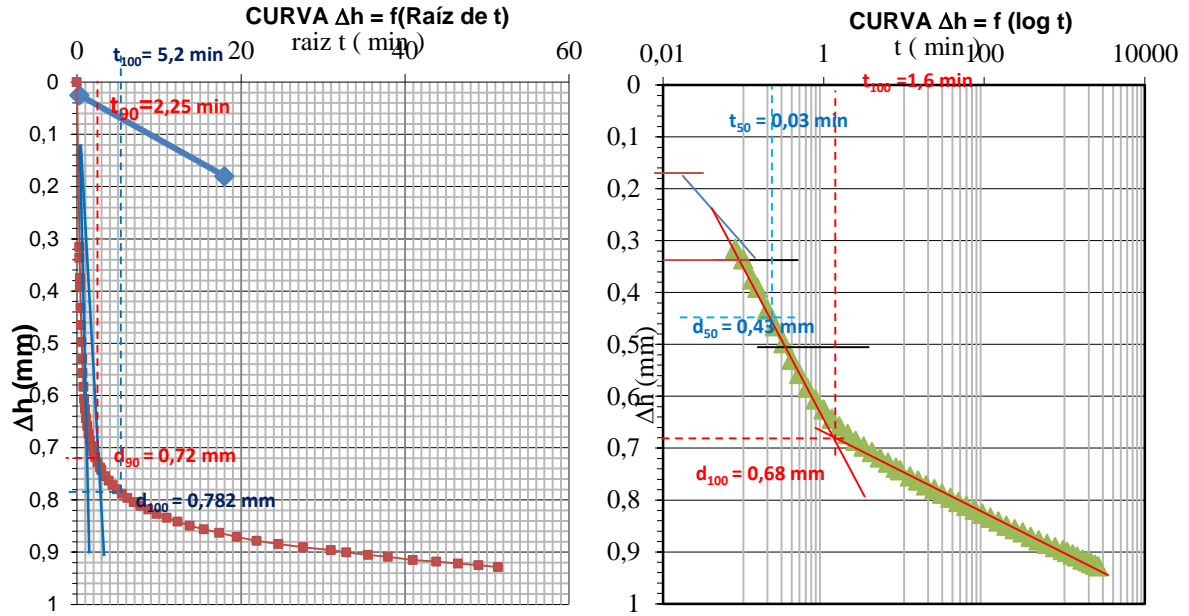


FIG.D 8 – Curva do ensaio do 8º escalão (1600 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 8.2879 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 48.7119 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.1884 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 3.3958 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.1295 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.1295 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0587 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0587 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.54 \text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 9.05 \text{E-}11 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.50 \text{E-}12 \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.31 \text{E-}12 \text{ m/s}$$

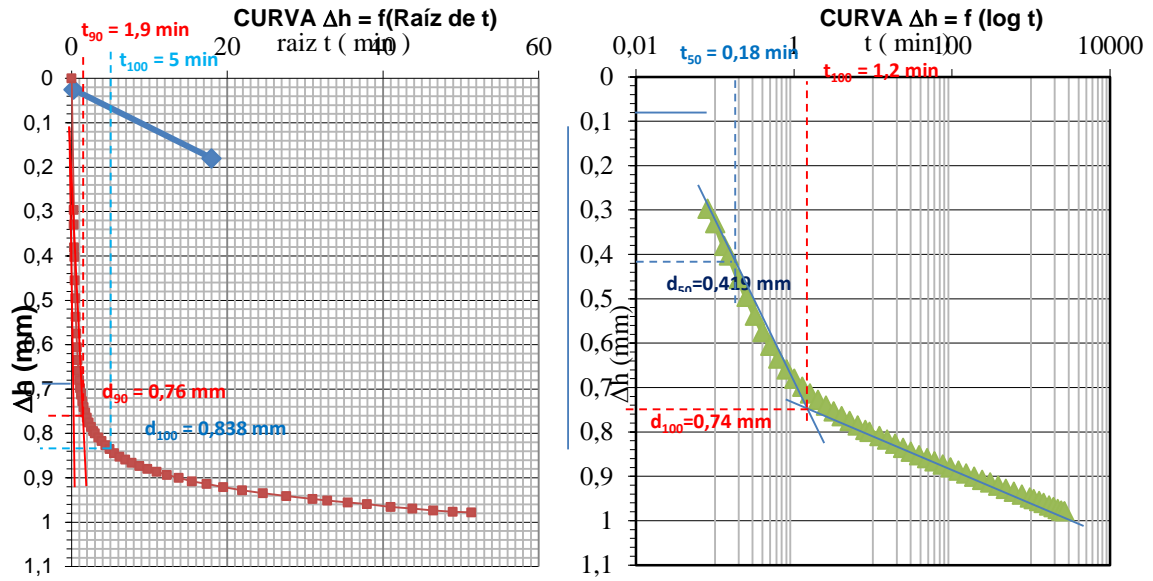


FIG.D 9 – Curva do ensaio do 9ª escalão (3200 kPa)

$$Cv = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 11.6168 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 8.2563 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.2040 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 4.2448 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'v}{1000}} \right) = 0.0659 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'v}{1000}} \right) = 0.0659 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = \text{m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = \text{m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.10\text{E-}11 \text{ m/s} \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.81\text{E-}12 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.93\text{E-}13 \quad k = \frac{(cv \times av)/((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.02\text{E-}12 \text{ m/s}$$

QUAD.D 5 – Recapitulação resultado do ensaio com t90, amostra de Ossu

| Valores iniciais | | | | | | | | | Valores Finais | | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|----------|----------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|---|----------|---|------------|--------------------------------|----------------|---|--|
| Diâmetro do provete | | | | 49,92 mm | | Teor em água | | | 25,41 % | | Peso do provete humido | | | | 75,59 gf | | | |
| Altura do provete | | | | 19,4 mm | | Peso volúmico | | | 14,91 | | Peso do Provete seco | | | | 57,70 gf | | | |
| Altura do provete | | | | 0,0194 m | | | | | | | | | | | | | | |
| Área do provete | | | | 19,572172 cm2 | | Índice de Vazios | | | 0,82940 | | Teor em água | | | | 31,01 % | | | |
| Volume do provete | | | | 37,970015 cm3 | | Grau de saturação | | | 85,17 % | | Peso volumico | | | | 18,4 kN/m³ | | | |
| P. do provete humido | | | | 74,53 gf | | | | | | | Índice de vazios | | | | 0,480 | | | |
| P. volúmico das part. sólidas | | | | 2,78 | | Altura de sólidos (h _s) | | | 1,060 | | Grau de saturação | | | | 179,53 % | | | |
| Escalões de carga | | Leituras | Correção | Assenta_m ento corrigido | Altura | Índice de Vazios | Peso Volúmico | Altura média | Tempo de consolidação | | Coeficiente de consolidação | | | | Índice de Compressibilidade | | Coef. de Permea_bilidade | |
| | | | | | | | | | | | 0,848 0,197 | | | | | | | |
| | σ | L | c | δ | h | e | γ _d | h _m | | | C _v | | C _v | | a _v | m _v | k | |
| | | | | l-c | h _i -δ | (h-h _s)/h _s | γ _s /(1+e) | Δh/4 | | | 0,848H²/t ₉₀ 0,197H²/t ₅₀ | | 0,848H²/t ₉₀ 0,197H²/t ₅₀ | | Δe/Δσ | ΔV/Δσ | C _v a _v /(1+e ₀)10³ | |
| Nº | kPa | mm | mm | | mm | | | mm | t ₉₀ | t ₅₀ | m²/min | | m²/Ano | | m²/MN | | m/s | |
| 0 | 2 | - | 0,000 | 0,000 | 19,400 | 0,829 | 2,780 | - | | | | | | | | | | |
| 1 | 6 | 0,00 | 0,022 | -0,022 | 19,422 | 0,831 | 0,509 | 9,706 | | | | | | | | | | |
| 2 | 12 | 0,021 | 0,037 | -0,016 | 19,416 | 0,831 | 0,509 | 9,710 | 16,00 | 150,00 | 4,99E-06 | 1,24E-07 | 2,62104631 | 0,06494920 | 0,0943 | 0,0515 | 4,28E-12 1,06E-13 | |
| 3 | 25 | 0,311 | 0,055 | 0,256 | 19,144 | 0,805 | 0,516 | 9,640 | 324,00 | 155,00 | 2,46E-07 | 1,20E-07 | 0,12943439 | 0,06285406 | 1,9730 | 1,0785 | 4,43E-12 2,15E-12 | |
| 4 | 50 | 1,229 | 0,104 | 1,125 | 18,275 | 0,723 | 0,541 | 9,355 | 900,00 | 380,00 | 8,87E-08 | 4,88E-08 | 0,04659638 | 0,02563784 | 3,2778 | 1,7918 | 2,65E-12 1,46E-12 | |
| 5 | 100 | 2,547 | 0,095 | 2,452 | 16,948 | 0,598 | 0,583 | 8,806 | 1459,24 | 320,00 | 5,47E-08 | 5,79E-08 | 0,02873876 | 0,03044494 | 2,5027 | 1,3680 | 1,25E-12 1,32E-12 | |
| 6 | 200 | 3,781 | 0,081 | 3,700 | 15,700 | 0,480 | 0,629 | 8,162 | 1296,00 | 340,00 | 6,16E-08 | 5,45E-08 | 0,03235860 | 0,02865406 | 1,1769 | 0,6433 | 6,60E-13 5,85E-13 | |
| 7 | 800 | 5,895 | 0,091 | 5,804 | 13,596 | 0,282 | 0,727 | 7,324 | 676,00 | 190,00 | 1,18E-07 | 9,76E-08 | 0,06203660 | 0,05127568 | 0,3307 | 0,1808 | 3,56E-13 2,94E-13 | |
| 8 | 1600 | 6,619 | 0,111 | 6,508 | 12,892 | 0,216 | 0,767 | 6,622 | 625,00 | 145,00 | 1,28E-07 | 1,28E-07 | 0,06709879 | 0,06718883 | 0,0830 | 0,0454 | 9,65E-14 9,66E-14 | |
| 9 | 3200 | 7,421 | 0,140 | 7,281 | 12,119 | 0,143 | 0,815 | 6,253 | 400,00 | 100,00 | 1,99E-07 | 1,85E-07 | 0,10484185 | 0,09742380 | 0,0456 | 0,0249 | 8,28E-14 7,69E-14 | |
| 10 | 6400 | 8,205 | 0,194 | 8,011 | 11,389 | 0,074 | 0,868 | 5,877 | 529,00 | 120,00 | 1,51E-07 | 1,54E-07 | 0,07927550 | 0,08118650 | 0,0215 | 0,0118 | 2,96E-14 3,03E-14 | |
| 11 | 3200 | 7,959 | 0,257 | 7,702 | 11,698 | 0,103 | 0,845 | 5,772 | | | | | | | | | | |
| 12 | 800 | 7,105 | 0,338 | 6,767 | 12,633 | 0,191 | 0,782 | 6,083 | | | | | | | | | | |
| 13 | 200 | 6,082 | 0,301 | 5,781 | 13,619 | 0,284 | 0,726 | 6,563 | | | | | | | | | | |
| 14 | 50 | 4,942 | 0,230 | 4,712 | 14,688 | 0,385 | 0,673 | 7,077 | | | | | | | | | | |
| 15 | 12 | 3,890 | 0,186 | 3,704 | 15,696 | 0,480 | 0,630 | 7,596 | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

QUAD.D 6 – Recapitulação resultado do ensaio com t100, amostra de Ossu

| Cálculo Cv com t ₁₀₀ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
|---------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|

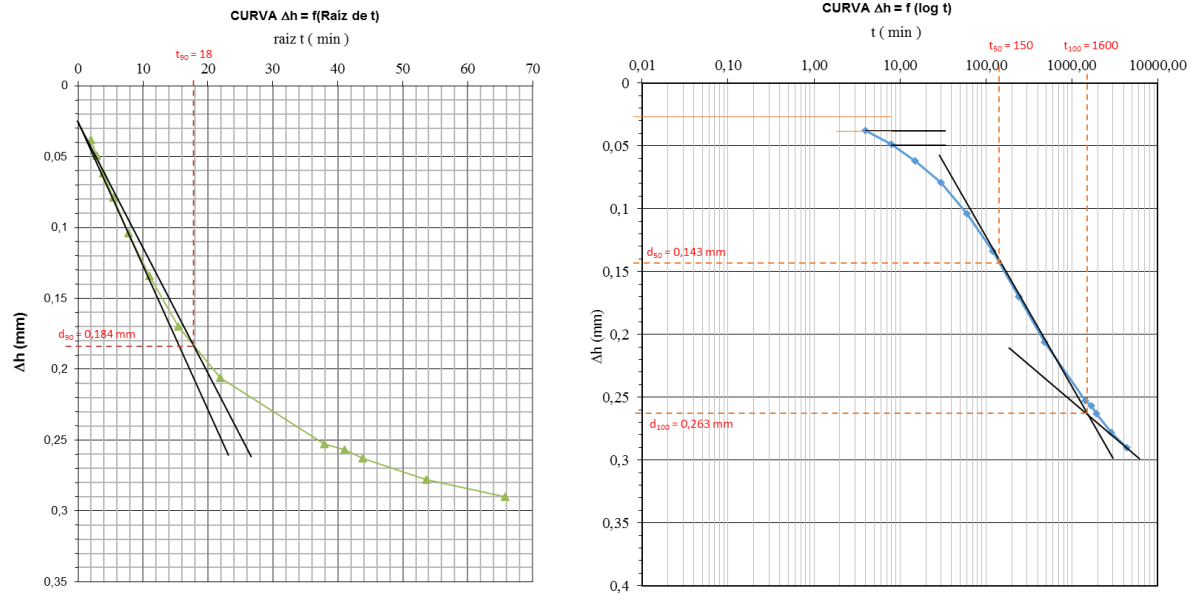


FIG.D 10 – Curva do ensaio do 1º escalão (12 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 2.6210 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.0650 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.2888 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00510 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0943 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0943 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0515 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0515 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.28 \text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.06 \text{E-}13 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.80 \text{E-}14 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.20 \text{E-}15 \text{ m/s}$$

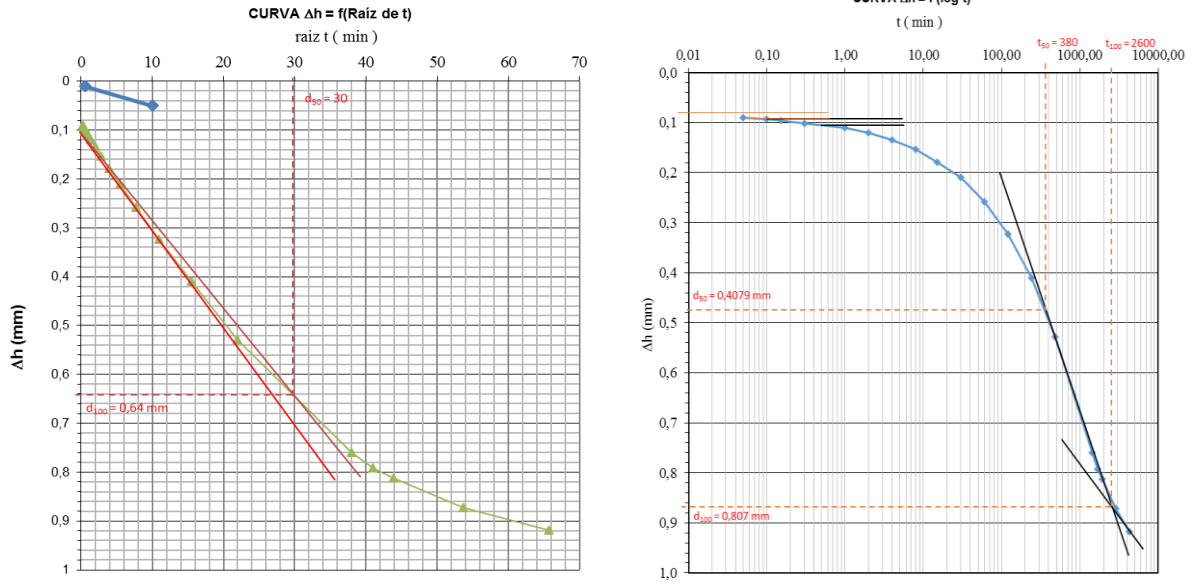


FIG.D 11 – Curva do ensaio do 2º escalão (25 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.1294 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.0629 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00650 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00320 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma' v}{1000}} \right) = 1.9730 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma' v}{1000}} \right) = 1.9730 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.0776 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.0776 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.43 \text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.15 \text{E-}12 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.20 \text{E-}14 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.57 \text{E-}14 \text{ m/s}$$

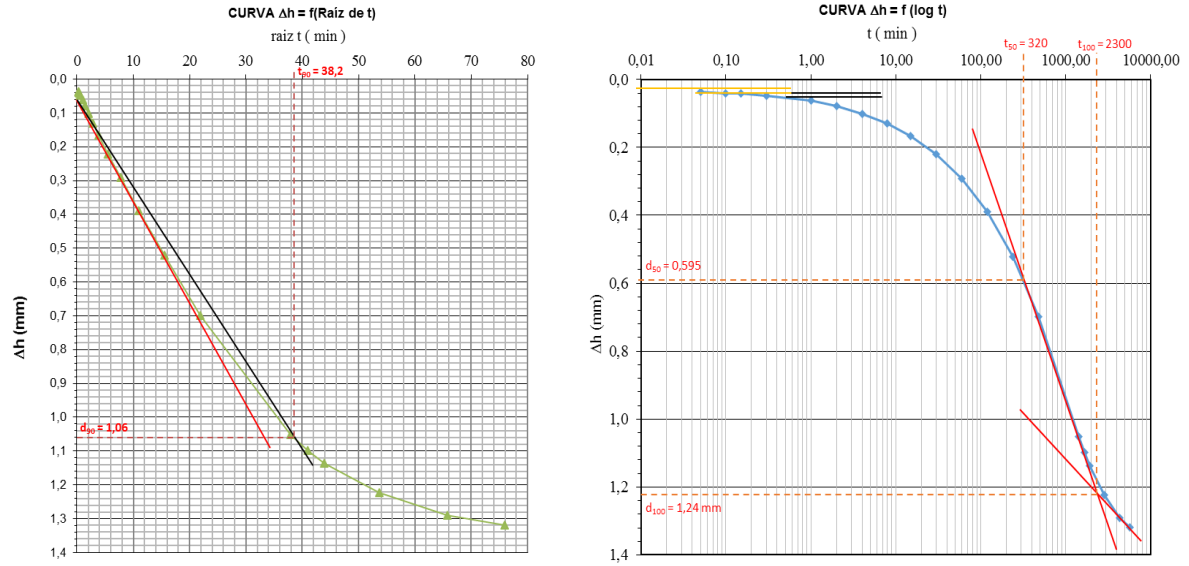


FIG.D 12 – Curva do ensaio do 3ª escalão (50 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.04660 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.02564 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00441 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00196 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 3.2778 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 3.2778 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.7903 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.7903 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.65 \text{ E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.46 \text{ E-}12 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.61 \text{ E-}14 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.60 \text{ E-}14 \text{ m/s}$$

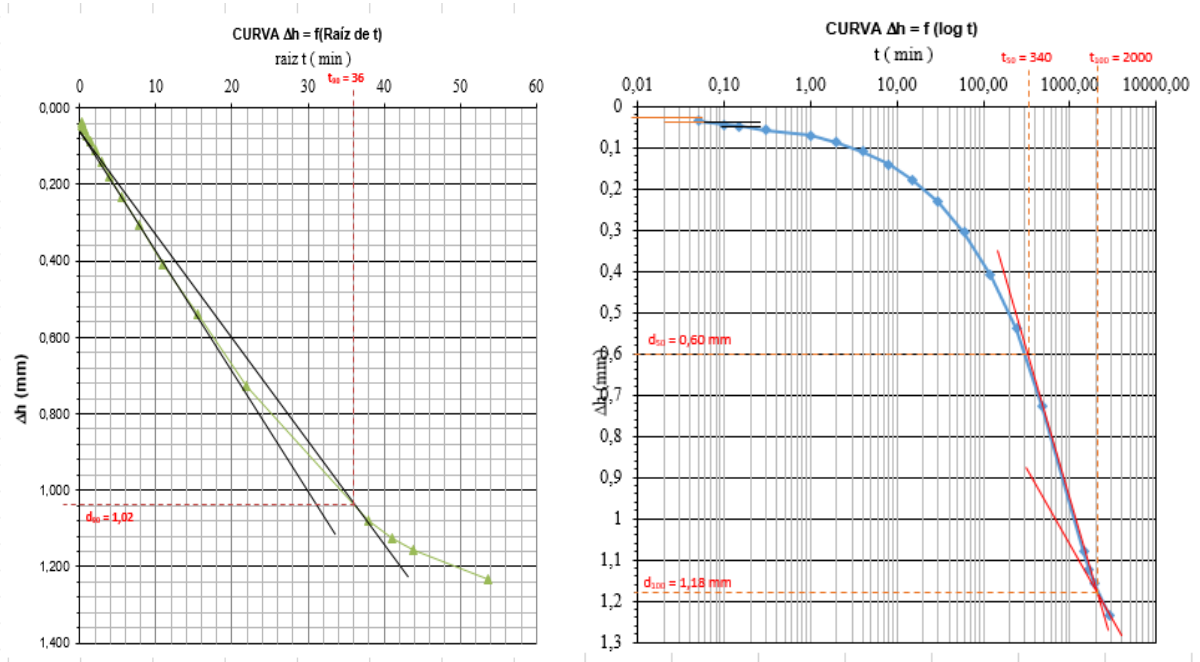


FIG.D 13 – Curva do ensaio do 4ª escalão (100 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.02874 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.03044 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00204 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00221 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}}}{1000} \right) = 2.5027 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}}}{1000} \right) = 2.5027 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.3669 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 1.3669 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.25 \text{E-}12 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.32 \text{E-}12 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.27 \text{E-}24 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.38 \text{E-}14 \text{ m/s}$$

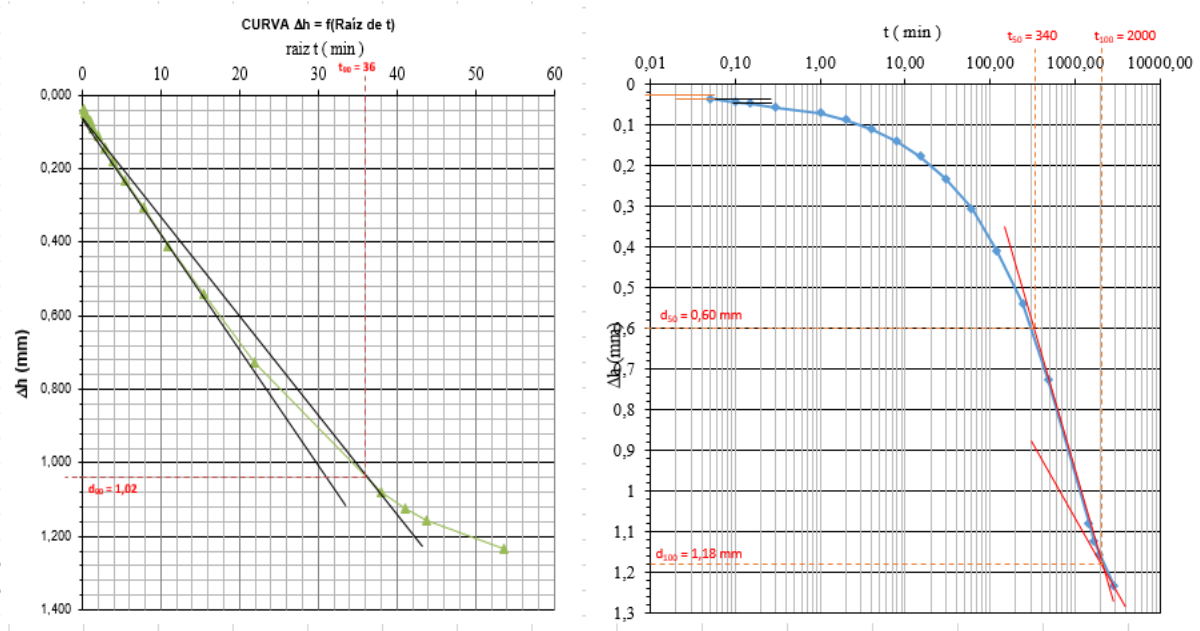


FIG.D 14 – Curva do ensaio do 5º escalão (200 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.03240 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.02865 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00266 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00254 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 1.1769 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 1.1769 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.6428 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.6428 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.60 \text{E-13 m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 5.85 \text{E-13 m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.80 \text{E-15 m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.48 \text{E-15 m/s}$$

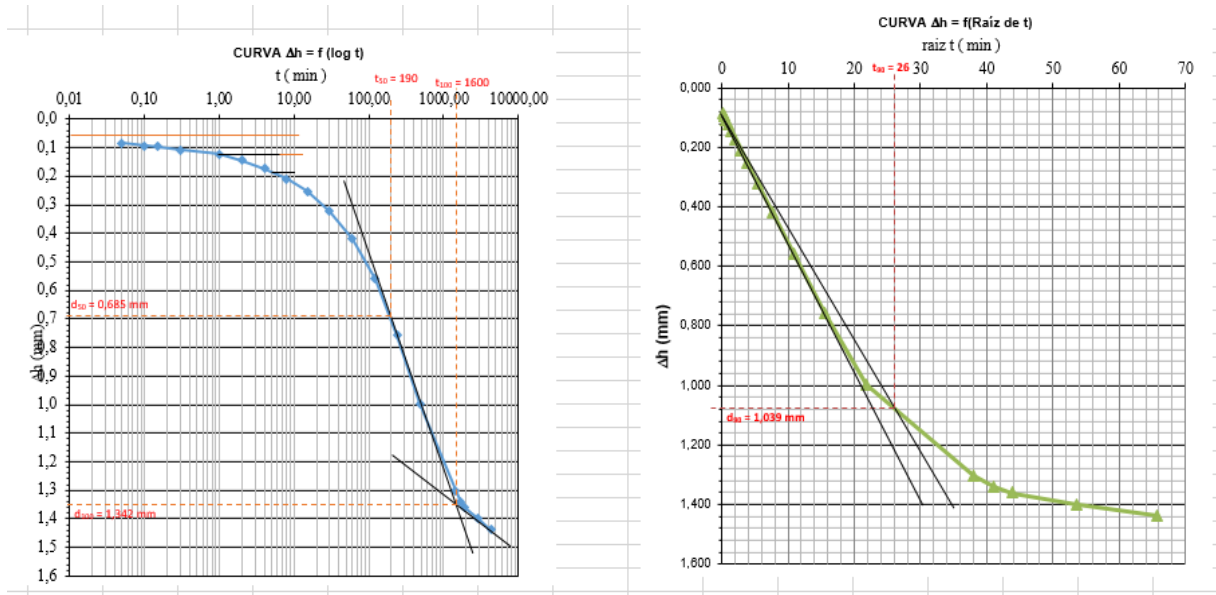


FIG.D 15 – Curva do ensaio do 6º escalão (800 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.06204 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.05130 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00497 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00320 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.3307 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.3307 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.1806 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.1806 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.56 \text{E-}13 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.94 \text{E-}13 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 4.11 \text{E-}15 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.63 \text{E-}15 \text{ m/s}$$

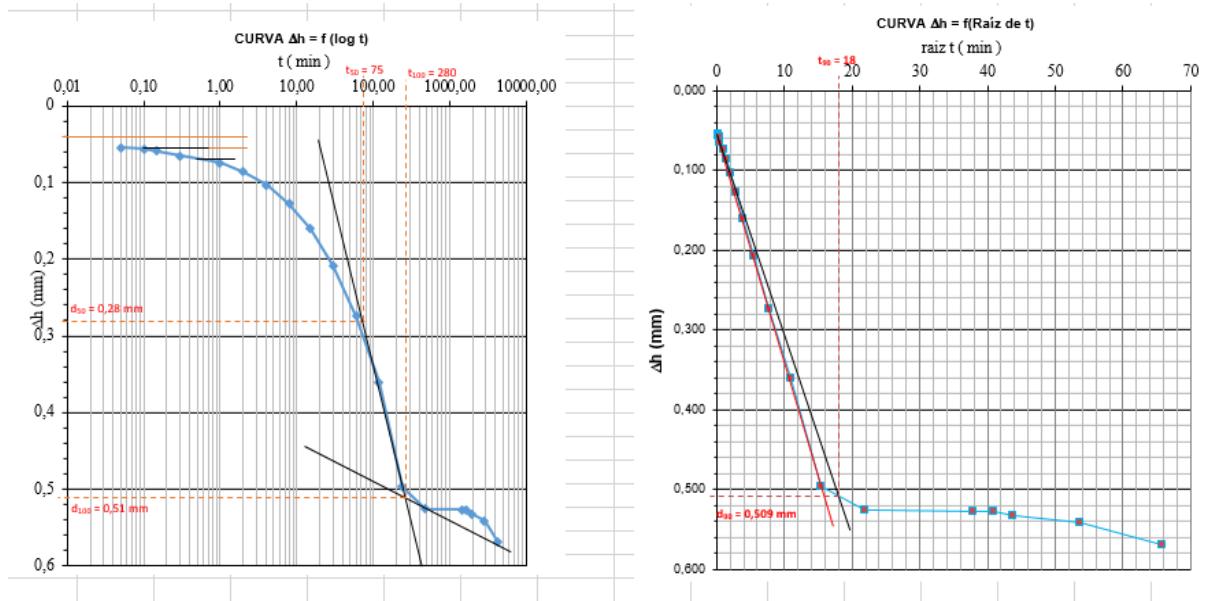


FIG.D 16 – Curva do ensaio do 7º escalão (1600 kPa)

$$Cv = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.06710 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.06720 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00494 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$Cv = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00424 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma' v}{1000}} \right) = 0.0830 \text{ m}^2/\text{min}$$

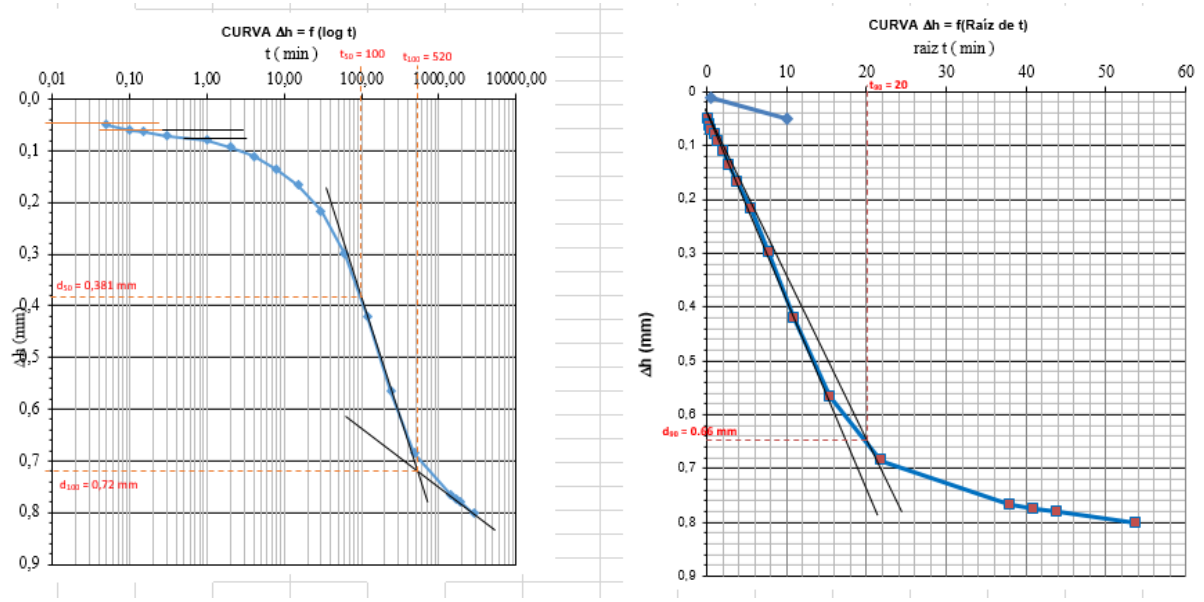
$$av = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma' v}{1000}} \right) = 0.0830 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.0453 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$mv = \frac{av}{(1 + e_0)} = 0.0453 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 9.65 \text{E-14 m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 9.66 \text{E-14 m/s}$$

$$k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.02 \text{E-15 m/s} \quad k = \frac{(cv \times av) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 8.80 \text{E-16 m/s}$$



$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.1048 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.0974 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00614 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00979 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0456 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0456 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0249 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0249 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 8.28 \text{E-14 m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 7.69 \text{E-14 m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 6.99 \text{E-16 m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 1.11 \text{E-15 m/s}$$

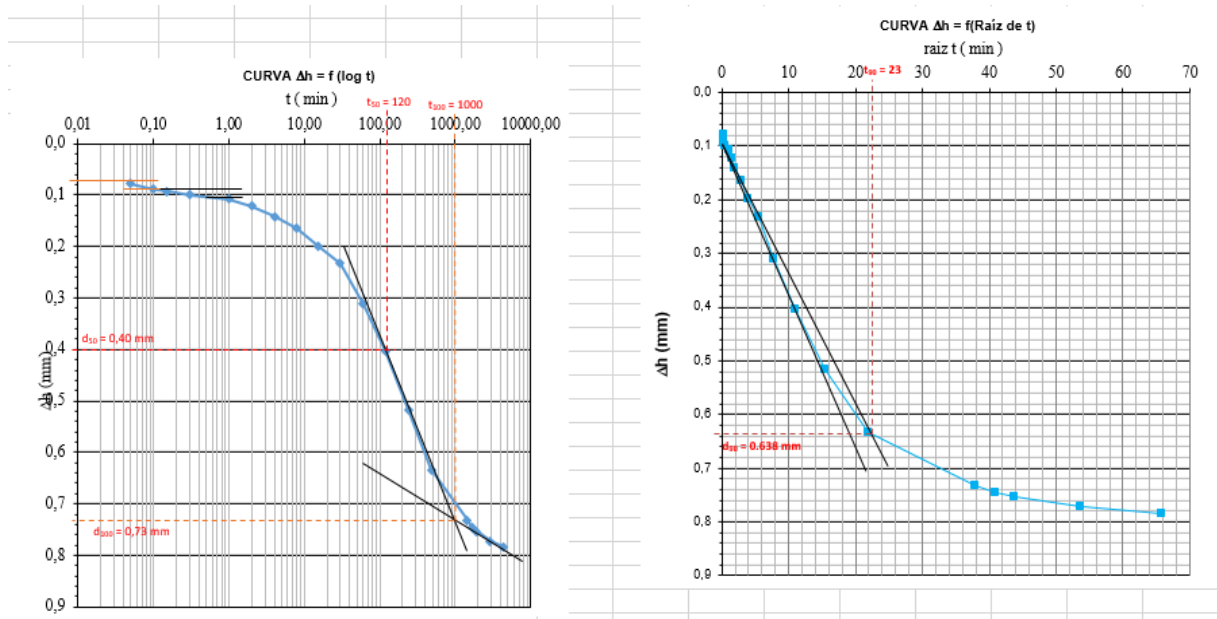


FIG.D 18 – Curva do ensaio do 9º escalão (6400 kPa)

$$C_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}} = 0.0793 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.197 \times H^2}{t_{50}} = 0.0812 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.00476 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$C_v = \frac{0.103 \times H^2}{t_{100}} = 0.0051 \text{ m}^2/\text{ano}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0215 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$a_v = \left(\frac{\Delta e}{\frac{\Delta \sigma'_v}{1000}} \right) = 0.0215 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0117 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} = 0.0117 \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.96 \text{E-}14 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 3.03 \text{E-}14 \text{ m/s}$$

$$k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.56 \text{E-}16 \text{ m/s} \quad k = \frac{(c_v \times a_v) / ((1 + e_0) \times 1000)}{(365 \times 24 \times 3600)} = 2.74 \text{E-}16 \text{ m/s}$$

E. DRENAGEM

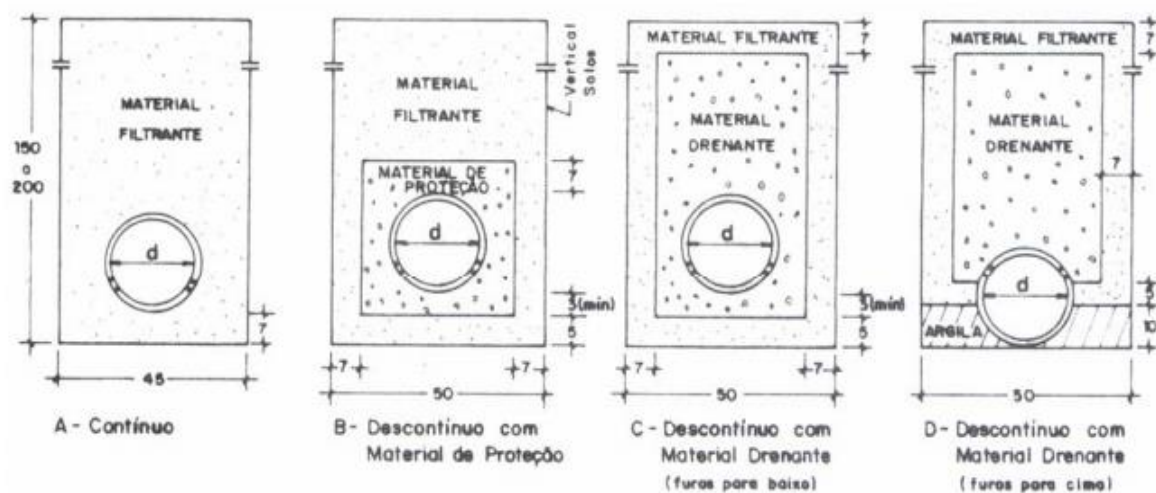


FIG.E 1 – Drenagem profunda

F. CORTE DIRETO

QUAD.F 1 - Dados início do ensaio Corte direto, amostra de Dili

| | | |
|---|-----------------|----------|
| Altura do anel | mm | 24.82 |
| Largura do anel | mm | 62.68 |
| Área do anel | mm ² | 3085.66 |
| Vol. Do anel | mm ³ | 97512.37 |
| Peso do anel | gr | 153.46 |
| Peso do anel + amostra | gr | 294.82 |
| Peso do anel + resto da amostra | gr | 153.55 |
| P. da tampa + ped. Porosa + ped. metálica | gr | 516.11 |

QUAD.F 2 – Teor em água início do ensaio Corte direto, amostra de Dili

| No da Capsula | | 21L | 40L |
|--------------------|-------------------------------|---------|-------|
| m1 | Peso da capsula | 6.39 | 9.41 |
| m2 | Peso da capsula + solo húmido | 20.85 | 28.50 |
| m3 | Peso da capsula + solo seco | 16.52 | 23.10 |
| Ws = m3 – m1 | Peso do solo seco | 10.13 | 13.69 |
| Ww = m2 – m3 | Peso da água | 4.33 | 5.40 |
| (Ww/Ws) x 100 | Teor em água | 42.74 | 39.44 |
| Teor em água média | | 41.09 % | |

QUAD.F 3 - Teor em água final do ensaio Corte direto, amostra de Dili

| No da Capsula | | F13 |
|---------------|-------------------------------|---------|
| m1 | Peso da capsula | 100.11 |
| m2 | Peso da capsula + solo húmido | 242.08 |
| m3 | Peso da capsula + solo seco | 200.53 |
| Ws = m3 – m1 | Peso do solo seco | 100.42 |
| Ww = m2 – m3 | Peso da água | 41.55 |
| (Ww/Ws) x 100 | Teor em água | 41.37 % |

QUAD.F 4 - Dados início do ensaio Corte direto, amostra de Ossu

| | | |
|---|-----------------|--------|
| Altura do anel | mm | 20 |
| Largura do anel | mm | 60 |
| Área do anel | mm ² | 3600 |
| Vol. Do anel | mm ³ | 72000 |
| Peso do anel | gr | 107.39 |
| Peso do anel + amostra | gr | 249.05 |
| Peso do anel + resto da amostra | gr | 141.66 |
| P. da tampa + ped. Porosa + ped. metálica | gr | |

QUAD.F 5 - Teor em água início do ensaio Corte direto, amostra de Ossu

| No da Capsula | |
|------------------------|-------------------------------|
| m1 | Peso da capsula |
| m2 | Peso da capsula + solo húmido |
| m3 | Peso da capsula + solo seco |
| $W_s = m_3 - m_1$ | Peso do solo seco |
| $W_w = m_2 - m_3$ | Peso da água |
| $(W_w/W_s) \times 100$ | Teor em água |
| Teor em água média | |
| 28.08 % | |

QUAD.F 6 - Teor em água final do ensaio Corte direto, amostra de Ossu

| No da Capsula | | ww |
|------------------------|-------------------------------|---------|
| m1 | Peso da capsula | 109.91 |
| m2 | Peso da capsula + solo húmido | 249.70 |
| m3 | Peso da capsula + solo seco | 211.37 |
| $W_s = m_3 - m_1$ | Peso do solo seco | 101.46 |
| $W_w = m_2 - m_3$ | Peso da água | 38.33 |
| $(W_w/W_s) \times 100$ | Teor em água | 37.78 % |

QUAD.F 7 - Velocidade de corte para cada escalão

| Escalão (kPa) | 12.7 | 12.7 | 8 | |
|------------------|-----------|------------|----------|------------|
| | Taylor | Casagrande | Taylor | Casagrande |
| 12 | 224.028 | 12700 | 0.03571 | 0.00063 |
| 25 | 9956.8 | 20320 | 0.000803 | 0.00039 |
| 50 | 14681.2 | 33020 | 0.000545 | 0.00024 |
| 100 | 31750 | 29210 | 0.000252 | 0.00027 |
| 200 | 24364,188 | 25400 | 0.000328 | 0.00031 |
| 800 | 13004,8 | 20320 | 0.000615 | 0.00039 |
| 1600 | 13086,207 | 15240 | 0.000611 | 0.00052 |
| 3200 | 10533,888 | 6604 | 0.000759 | 0.00121 |
| 6400 | 13579,983 | 12700 | 0.000589 | 0.00063 |

G. FATOR DE SEGURANÇA COM PROGRAMA SLIDE

Dili 2 m com coesão 5 kPa

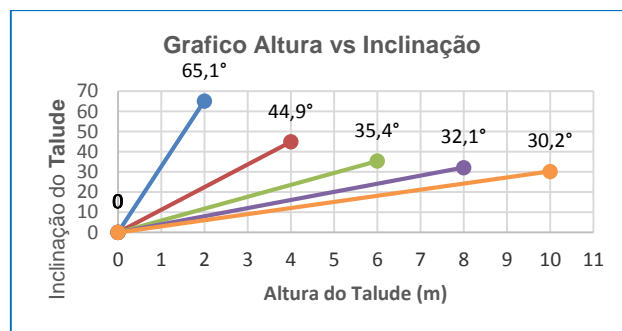
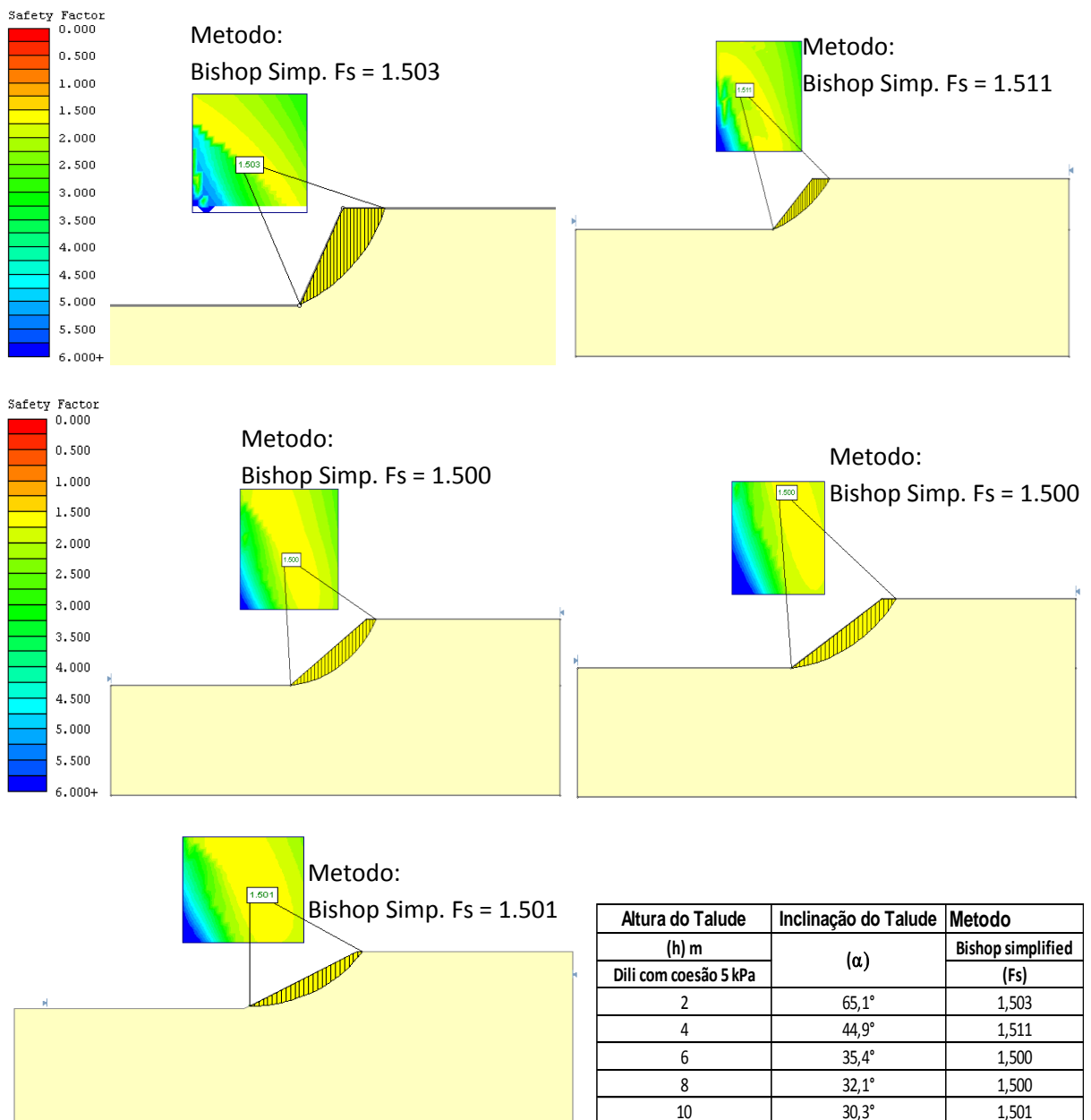


FIG.G 1- Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Dili com coesão 5 kPa

Dili 2 m sem coesão

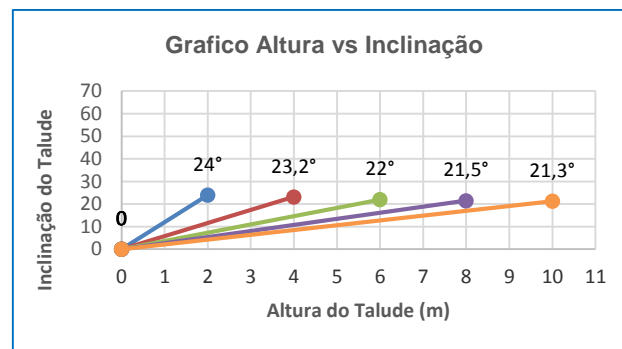
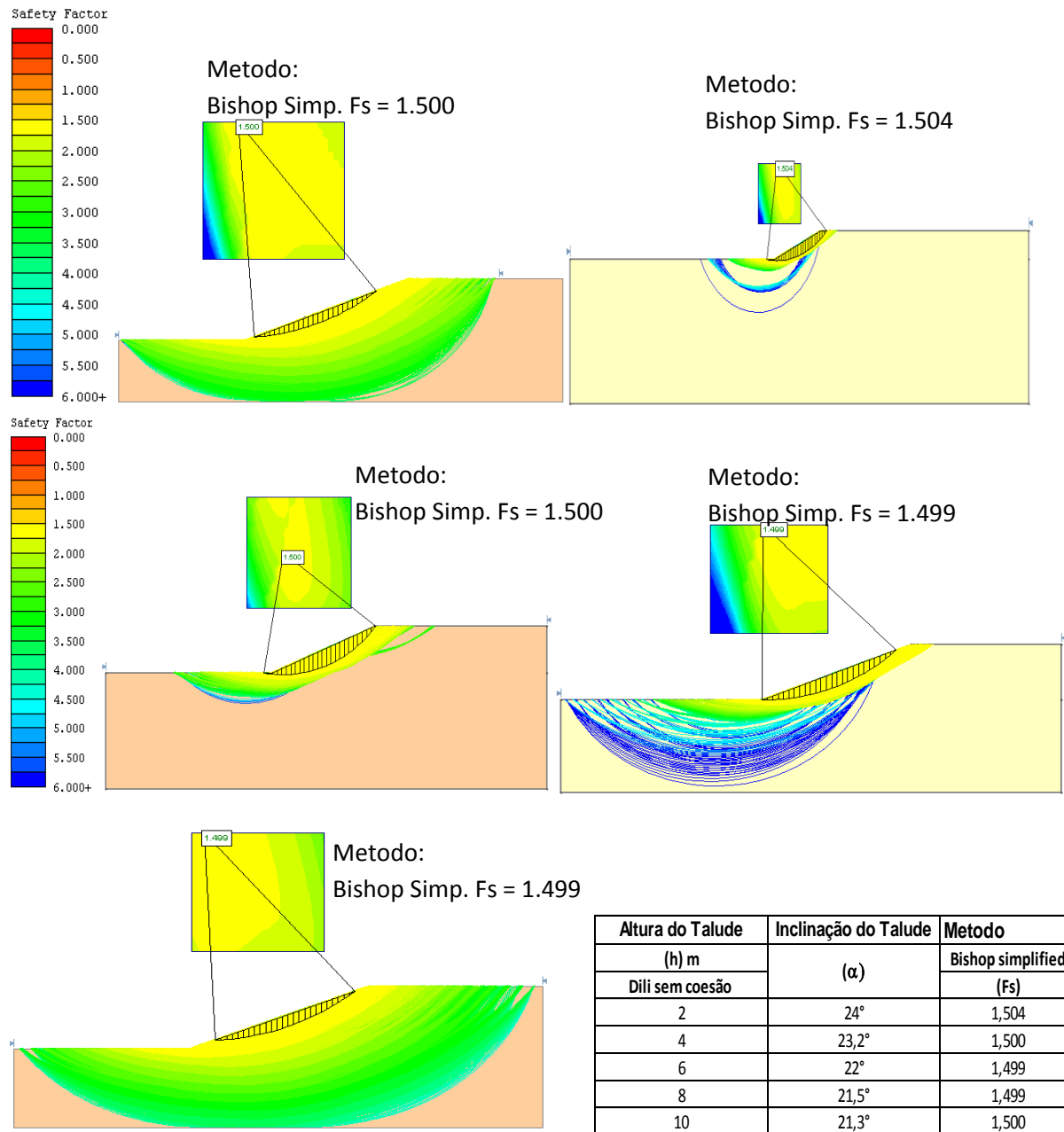
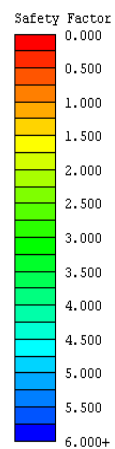
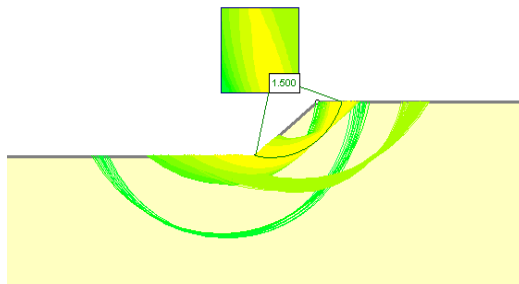


FIG.G 2 - Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Dili sem coesão

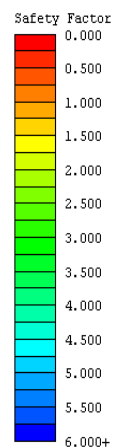
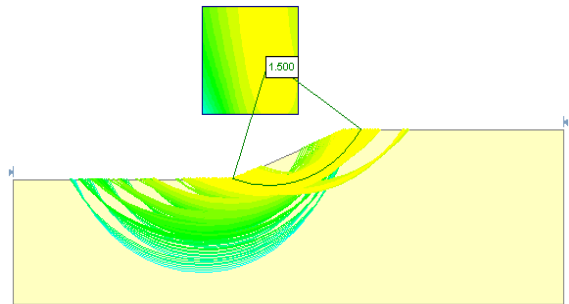
Ossu com Coesão 5 kPa



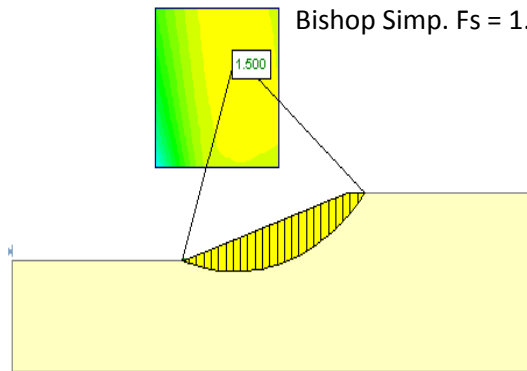
Metodo:
Bishop Simp. Fs = 1.500



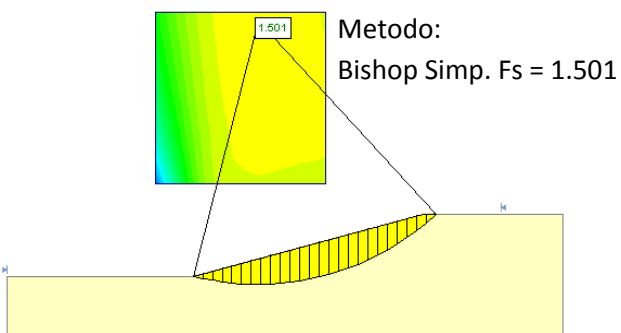
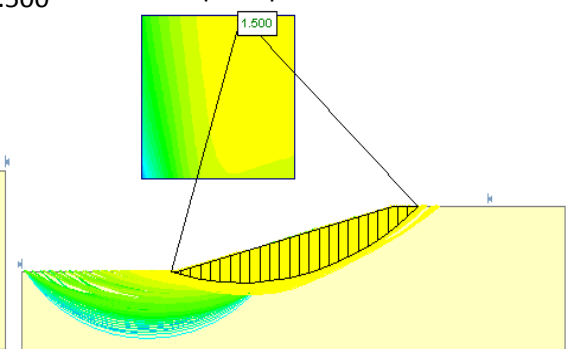
Metodo:
Bishop Simp. Fs = 1.500



Metodo:
Bishop Simp. Fs = 1.500



Metodo:
Bishop Simp. Fs = 1.500



| Altura do Talude | Inclinação do Talude | Metodo |
|----------------------|----------------------|-------------------|
| (h) m | (α) | Bishop simplified |
| Ossu com cesão 5 kPa | | (Fs) |
| 2 | 38,5° | 1,500 |
| 4 | 21,7° | 1,500 |
| 6 | 17,7° | 1,500 |
| 8 | 16,1° | 1,500 |
| 10 | 15° | 1,501 |

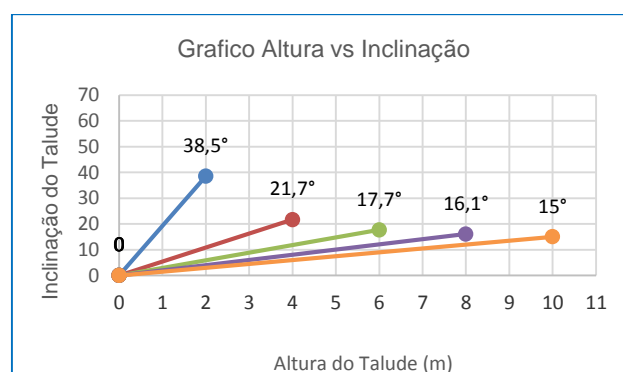


FIG.G 3 - Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Ossu com coesão 5 kPa

Ossu sem Coesão

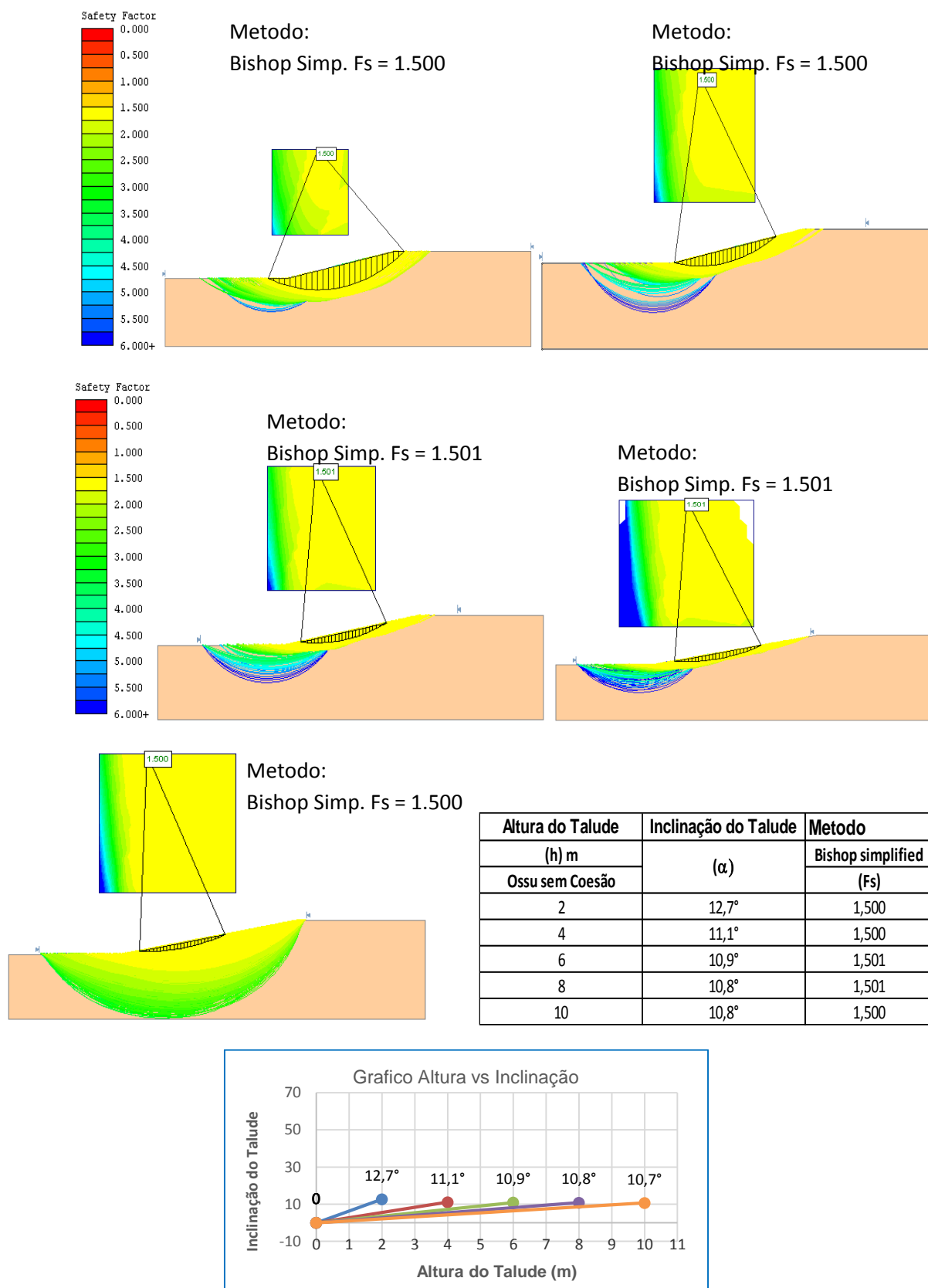


FIG.G 4 – Inclinação do Talude e a inclinação, amostra de Ossu sem coesão

